



TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA  
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

**UNIVERSIDAD ANDINA**

**"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"**

**FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**"EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO, EN  
LA CIUDAD DE JULIACA – 2016"**

**PRESENTADO POR:**

**BACH. I. C. : CALLIZAYA PORTADA, Julio Cesar**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**JULIACA- PERÚ**

**2017**



**UNIVERSIDAD ANDINA**  
**"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"**  
**FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS**  
**PURAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**  
**TESIS**

**"EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO,  
EN LA CIUDAD DE JULIACA – 2016"**

**PRESENTADO POR:**

**BACH. I. C. : CALLIZAYA PORTADA, Julio Cesar**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:**

**PRESIDENTE**

**:**

  
Mgtr. Ing. Orlando Edilberto La Torre Barra

**PRIMER MIEMBRO**

**:**

  
Ing. Wilfredo David Supo Pacori

**SEGUNDO MIEMBRO**

**:**

  
Mgtr. Ing. Fritz Willy Mamani Apaza

**JULIACA – PERÚ**

**2017**



**NESTOR CACERES VELASQUEZ****RESOLUCIÓN DECANAL Nº 117-2017-D-FICP-UANCV**

Juliaca, 13 de junio de 2017.

**VISTOS.-** El Informe N° 058-2017-D-EPIC-FICP-UANCV-J, del Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Informe N° 0013-2017-OELTB/EPIC/FICP/UANCV del Presidente del Jurado dictaminador del Trabajo de Tesis, RESOLUCIÓN DECANAL N°095-2016-D-FICP-UANCV, y con el acta de calificación de Perfil de tesis de fecha 16 de junio de 2016, y el acta de calificación del Borrador de Tesis de fecha 31 de mayo de 2017, para optar al Título Profesional de **Ingeniero Civil**, con el tema titulado: "**EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA - 2016**".

**CONSIDERANDO:**

Que, el(los) Bachiller(es): **CALLIZAYA PORTADA, JULIO CESAR**, ha presentado su Trabajo de Tesis Titulado: "**EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA - 2016**".

Que, habiendo procedido de acuerdo al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el presidente de la Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías, nominó como Jurado a los siguientes Docentes:

- |                      |   |  |
|----------------------|---|--|
| * <b>Presidente</b>  | : | <b>Mgtr. Ing. ORLANDO EDILBERTO LA TORRE BARRA</b> |
| * <b>1er Miembro</b> | : | <b>Ing. WILFREDO DAVID SUPO PACORI</b>             |
| * <b>2do Miembro</b> | : | <b>Mgtr. Ing. FRITZ WILLY MAMANI APAZA</b>         |

Que, el Jurado Dictaminador ha aprobado en su integridad el Trabajo de Tesis titulado: "**EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA - 2016**".

**Estando** en la opinión favorable por el Presidente de la Comisión de Grados y Títulos, en concordancia al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria 30220, ley de creación de la UANCV 23738 y modificación, Resolución de Institucionalización 1287-92-ANR D.L. 739, y el Estatuto de la UANCV, el Decano de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

**SE RESUELVE:**

**ARTICULO PRIMERO.- APROBAR**, el **TRABAJO DE TESIS**, de el(los) Bachiller(es): **CALLIZAYA PORTADA, JULIO CESAR**, para optar al Título Profesional de **Ingeniero Civil**, con el Tema Titulado: "**EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA - 2016**".

La misma que deberá proceder a la impresión de su borrador de Tesis en limpio, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras - Escuela Profesional de **Ingeniería Civil**.

**ARTICULO SEGUNDO.-** La Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el Director de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil**, el Secretario Académico de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y Cs. PURAS  
  
Mg. Ing. ALFREDO ZEGARRA BUTRÓN  
DECANO  
CIP: 32590



UNIVERSIDAD ANDINA  
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
  
Ing. Carlos A. Cáceres Vargas  
SECRETARIO ACADÉMICO  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
CIP: 72725

C.c.  
Interesado  
Arch.



## DEDICATORIA

**A MIS PADRES** Por ser un ejemplo para mí y ser la base fundamental de mi formación personal y académico, por su incondicional amor y apoyo en todos los momentos buenos y malos lo cual me ha ayudado a salir adelante en cada meta trazada. Todo este trabajo ha sido gracias a ellos.

**A TODOS MIS FAMILIARES** Que de una u otra manera estuvieron pendientes a lo largo de este proceso, brindando su apoyo incondicional. Gracias por todas sus muestras de afecto, apoyo y haber contribuido de una u otra manera durante el desarrollo de mi carrera.





## AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme dado la vida, proporcionarme sabiduría, librarme de todo peligro y permitirme alcanzar este triunfo académico que día a día anhelaba obtener, a mis padres Juan De Dios y Rosa por enseñarme que debo conducirme por el camino correcto, por quererme mucho y estar pendiente de mí en cada etapa de mi vida, a mis hermanos sobre todo gracias por estar en otro momento importante de mi vida. A Moisés mi tío que ha sido como un padre y me apoyado y enseñado, muchas cosas valiosas que practico día a día. A mi enamorada mercedes que ha sido una compañera incondicional en cada momento.

A la universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez por darme la oportunidad de estudiar y llegar ser un profesional.

## RESUMEN

El estudio comprende el desempeño de una edificación de concreto armado, estructurado en base a pórticos, para ellos se analizó según los procedimientos y normativa vigente, una edificación de 4 pisos ubicado en el Jr. Víctor Alemán I-20 frente al hospital C.M.M. de la ciudad de Juliaca. Se estudio una edificación construida. Teniendo en cuenta esto se realiza la verificación de lo construido con los planos de construcción y también los ensayos para determinar las características propias de los elementos estructurales. Otro objetivo fundamental de este estudio es mostrar que un Análisis No Lineal Estático es un método para hallar las zonas "débiles" de una estructura. También analizar la influencia del refuerzo por encamisado en zonas donde aparecen las rotulas plásticas. Los resultados muestran que el análisis por desempeño reporta un comportamiento aproximado de la estructura generando articulaciones plásticas en los lugares más susceptibles a fallar. Con desplazamientos calculados a partir del punto de desempeño fueron de 13.512cm y 17.516 cm. Para cargas Pushover push X y push Y respectivamente. También resulta que las columnas del primer nivel presentan fallas próximas al colapso por tener una altura de 5.80m, siendo esta altura muy superior a las alturas de columnas de pisos superiores. Posteriormente se describe la secuencia de fallas que afecta a la estructura, se evalúa la curva de capacidad y determinar los puntos de desempeño estructural para evaluar el nivel de desempeño según ATC-40 y Visión 2000. Como conclusión general se obtiene un nivel de desempeño sísmico Seguridad y próximo al colapso según VISION 2000 y estabilidad estructural según ATC-40. Lo que conlleva a que la edificación estudiada sufrirá daños moderados a severos en elementos estructurales. En el



estado actual, la aparición de rótulas plásticas se solucionaría con aumentar en un 25% en dimensiones en columnas perimetrales y secciones cuadradas de 0.40m x 0.40m en columnas centrales.

**Palabras Clave:** desempeño sísmico, evaluación estructural, pushover, rótulas plásticas







## ABSTRACT

The study includes the performance of a building of reinforced concrete, structured on the basis of porticos, for them was analyzed according to the procedures and current legislation, a building of 4 floors located in Jr. Víctor Alemán I-20 in front of the hospital C.M.M. of the city of Juliaca. A built building was studied. Taking into account this is carried out the verification of the constructed with the construction plans and also the tests to determine the own characteristics of the structural elements. Another fundamental objective of this study is to show that a Static Nonlinear Analysis is a method to find the "weak" areas of a structure. Also analyze the influence of reinforcement by cladding in areas where plastic labels appear. The results show that the performance analysis reports an approximate behavior of the structure generating plastic joints in the most susceptible sites to fail. With displacements calculated from the performance point were 13,512 cm and 17,516 cm. For Pushover push X and push Y loads respectively. It also results that the columns of the first level present faults close to the collapse because they have a height of 5.80m, this height being much higher than the heights of columns of upper floors. The sequence of failures affecting the structure is described, the capacity curve is evaluated and the structural performance points are evaluated to evaluate the performance level according to ATC-40 and Vision 2000. As a general conclusion, a seismic performance level Safety and close to collapse according to VISION 2000 and structural stability according to ATC-40. This implies that the building under study will suffer moderate to severe damage to structural elements. In the present state, the appearance of plastic hinges would be solved with a 25%



increase in dimensions in perimeter columns and square sections of 0.40m x 0.40m  
in central columns.

**Keywords:** seismic performance, structural evaluation, pushover, plastic tags



## INTRODUCCIÓN

El problema del análisis estructural sísmico es un tema importante en nuestras existencias.

Por eso los investigadores están en la búsqueda constante de metodologías y herramientas que nos permitan modelar y hacer posible el análisis estructural cada vez más cercanas a como ocurren en la realidad. Dos de esas metodologías son por ejemplo las que nos presentan el ATC-40 y Visión 2000 que, aunque ya tienen algunos años de haber sido publicadas, todavía no se les está dando la debida importancia. Y una de aquellas herramientas es el programa de cómputo ETABS que se usó en el desarrollo de la presente tesis.

La presente tesis estudia el comportamiento por desempeño de la edificación ubicado en el Jr. Víctor Alemán I-20 en la ciudad de Juliaca. Para lo cual se realizó el trabajo de campo, como es el reconocimiento de la edificación, obtención de planos constructivos y su posterior verificación de los elementos estructurales.

Posterior a ello se realizó los ensayos para determinar la capacidad portante del suelo y la resistencia del concreto de los elementos estructurales, las cuales fueron realizados por el Laboratorios de Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto de UANCV. Para luego resumir tales resultados, determinar la demanda sísmica de acuerdo con la NTE-030 para luego realizar la modelación en el programa de Etabs.

La presente tesis está dividida en IV capítulos, en el capítulo I se presenta problema de la investigación, en el capítulo II marco teórico, en el capítulo III se presenta el Diseño metodológico de la investigación, en el capítulo IV se presenta análisis de los resultados, conclusiones y recomendaciones.





## ÍNDICE

|                             |       |
|-----------------------------|-------|
| DEDICATORIA .....           | I     |
| AGRADECIMIENTO .....        | II    |
| RESUMEN .....               | III   |
| ABSTRACT .....              | V     |
| INTRODUCCIÓN .....          | VII   |
| ÍNDICE DE TABLAS .....      | XII   |
| ÍNDICE DE FIGURAS .....     | XIV   |
| ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS ..... | XVIII |

### CAPITULO I

#### PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

|   |   |
|---|---|
| 1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....      | 1 |
| 1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA .....       | 3 |
| 1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....    | 4 |
| 1.3.1 PROBLEMA GENERAL .....            | 4 |
| 1.3.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS .....       | 4 |
| 1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN ..... | 4 |
| 1.4.1 OBJETIVO GENERAL .....            | 4 |
| 1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....       | 4 |
| 1.5 JUSTIFICACIÓN .....                 | 5 |
| 1.5.1 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA .....       | 5 |
| 1.5.2 JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA .....     | 6 |
| 1.5.3 JUSTIFICACIÓN SOCIAL .....        | 6 |
| 1.5.4 JUSTIFICACIÓN AMBIENTAL .....     | 7 |



|   |  |    |
|---|--|----|
| 1.6   | HIPÓTESIS.....                           | 7  |
| 1.6.1   | HIPÓTESIS GENERAL .....                  | 7  |
| 1.6.2   | HIPÓTESIS ESPECÍFICAS .....              | 7  |
| 1.7   | VARIABLES E INDICADORES .....            | 8  |
| 1.7.1   | VARIABLE INDEPENDIENTE .....             | 8  |
| 1.7.2   | VARIABLE DEPENDIENTE.....                | 8  |
| 1.7.3   | INDICADORES.....                         | 8  |
| 1.8   | MATRIZ DE CONSISTENCIA.....              | 9  |
| <br><b>CAPITULO II</b><br><b>MARCO TEÓRICO</b>                            |  |    |
| 2.1   | ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....    | 10 |
| 2.1.1   | ANTECEDENTE LOCAL .....                  | 10 |
| 2.1.2   | ANTECEDENTE NACIONAL.....                | 10 |
| 2.1.3   | ANTECEDENTE INTERNACIONAL .....          | 11 |
| 2.2   | BASE TEÓRICA CONCEPTUAL .....            | 13 |
| 2.2.1   | FUNDAMENTOS DE DISEÑO POR DESEMPEÑO..... | 13 |
| 2.3   | MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL.....            | 38 |
| <br><b>CAPITULO III</b><br><b>DISEÑO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN</b> |  |    |
| 3.1   | TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....      | 42 |
| 3.2   | RECOLECCIÓN DE DATOS .....               | 42 |
| 3.2.1   | TRABAJO DE CAMPO .....                   | 42 |



|        |  |    |
|--------|--|----|
| 3.2.2  | DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO Y RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO..... | 44 |
| 3.3    | MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....  | 46 |
| 3.3.1  | CONSIDERACIONES INICIALES .....  | 46 |
| 3.3.2  | CREACIÓN DE LOS MATERIALES .....   | 47 |
| 3.3.3  | DIBUJO .....   | 53 |
| 3.3.4  | ASIGNACIÓN DE PATRONES DE CARGA.....   | 54 |
| 3.3.5  | CALCULO DEL PESO SÍSMICO EFECTIVO SEGÚN LA NTE E-030<br>56                                   |    |
| 3.3.6  | PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO .....   | 57 |
| 3.3.7  | DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO – NTE E-030 .....  | 65 |
| 3.3.8  | PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL.....  | 69 |
| 3.3.9  | RESULTADO DE ROTULA PLÁSTICA .....   | 78 |
| 3.3.10 | PUNTO DE DESEMPEÑO .....   | 82 |
| 3.3.11 | VERIFICACIÓN DE LÍMITES DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO  | 84 |
| 3.3.12 | VERIFICACIÓN MANUAL DE RESULTADOS OBTENIDOS CON EL SOFTWARE.....                             | 85 |

## CAPITULO IV

### ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

|       |   |     |
|-------|---|-----|
| 4.1   | ANÁLISIS DE RESULTADOS.....                   | 107 |
| 4.2   | CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS .....              | 107 |
| 4.2.1 | CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS PRINCIPAL ..... | 107 |





|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4.2.2 | CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS ESPECÍFICAS..... | 108 |
|       | CONCLUSIONES .....                             | 112 |
|       | RECOMENDACIONES .....                          | 113 |
|       | BIBLIOGRAFÍA .....                             | 114 |
|       | ANEXOS .....                                   | 115 |





## ÍNDICE DE TABLAS

|   |    |
|---|----|
| Tabla 1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño. ....                      | 17 |
| Tabla 2. Niveles de desempeño de las estructuras. ....  | 21 |
| Tabla 3. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras. ....                   | 24 |
| Tabla 4. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas<br>.....        | 25 |
| Tabla 5. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. ....                  | 25 |
| Tabla 6. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de<br>desempeño..... | 37 |
| Tabla 7. Valores límites de la deriva entre piso para los niveles de desempeño .              | 37 |
| Tabla 8. F'c calculados a partir del ensayo de esclerómetro.....                              | 47 |
| Tabla 9. Peso de los tabiques.....  | 55 |
| Tabla 10. Cargas aplicadas a la estructura, cargas muertas por piso.....                      | 55 |
| Tabla 11. Cargas aplicadas, cargas vivas de entrepiso y techo.....                            | 56 |
| Tabla 12. Factor de zona "Z" .....  | 58 |
| Tabla 13. Factor de suelo "S" .....   | 58 |
| Tabla 14. Irregularidades estructurales en altura .....                                       | 58 |
| Tabla 15. Factor de uso "U".....  | 58 |
| Tabla 16. Factor de sistema estructural "R" .....   | 58 |
| Tabla 17. Irregularidades estructurales en planta .....                                       | 59 |
| Tabla 18. Resumen de parámetros .....   | 59 |



|   |     |
|---|-----|
| Tabla 19. Centro de masas y rigidices .....   | 60  |
| Tabla 20. Parámetros para graficar el espectro de diseño .....                      | 62  |
| Tabla 21. Datos para Espectro de Pseudo – Aceleraciones X-X y Y-Y .....             | 63  |
| Tabla 22. Derivas según sismo estático X .....                                      | 67  |
| Tabla 23. Derivas según sismo estático Y .....                                      | 68  |
| Tabla 24. Designación de cargas horizontales por piso .....                         | 75  |
| Tabla 25. Resumen de puntos de desempeño .....                                      | 83  |
| Tabla 26. Valores límites de los niveles de desempeño según ATC-40 .....            | 83  |
| Tabla 27. Valores límites de los niveles de desempeño según VISION 2000 .....       | 83  |
| Tabla 28. Valores límites de deriva entre piso según ATC-40 .....                   | 84  |
| Tabla 29. Valores límites de deriva entre piso según VISION 2000 .....              | 84  |
| Tabla 30. Derivas entre Piso .....  | 85  |
| Tabla 31. Peso propio de aligerado .....  | 89  |
| Tabla 32. Resumen de peso propio .....  | 94  |
| Tabla 33. Resumen de carga viva .....   | 95  |
| Tabla 34. Nivel de desempeño de la edificación analizada .....                      | 108 |
| Tabla 35. Variación de derivas entre piso .....                                     | 109 |
| Tabla 36. Secciones para las condiciones de aumento de sección de columnas<br>..... | 110 |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1. Espectros elásticos de aceleración y desplazamiento. ....  | 28 |
| Figura 2. Espectro elástico de respuesta en formato AD. ....   | 28 |
| Figura 3. Espectro de Pseudo Según E.030 .....   | 30 |
| Figura 4. Curva de capacidad y demanda transformadas respectivamente a<br>espectro capacidad y demanda.....              | 32 |
| Figura 5. Intersección proyectando la pendiente api y dpi sobre el espectro de<br>capacidad.....                         | 33 |
| Figura 6. Representación Bilineal del espectro capacidad.....  | 33 |
| Figura 7. Espectro de demanda reducido a un amortiguamiento efectivo.....  | 34 |
| Figura 8. Punto de performance intersecando el espectro de demanda reducido<br>con espectro de capacidad espectral. .... | 35 |
| Figura 9. Ubicación de la vivienda a ser estudiada. ....   | 43 |
| Figura 10. Esquema de la Columna C-1 .....   | 49 |
| Figura 11. Esquema de la columna C-2 .....   | 50 |
| Figura 12. Esquema de la viga V.P 101 .....  | 50 |
| Figura 13. Esquema de la viga V.CH 102 .....   | 51 |
| Figura 14. Esquema de la viga V.B. ....  | 52 |
| Figura 15. Esquema de losa aligerada en una dirección.....   | 52 |
| Figura 16. Vista en planta del dibujo en el programa ETABS. ....   | 53 |
| Figura 17. Vista en 3D del dibujo en el programa .....   | 53 |



|  |    |
|--|----|
| Figura 18. Masas sísmicas efectivas de la edificación .....  | 60 |
| Figura 19. Fuerzas sísmicas distribuidas en cada nivel .....   | 61 |
| Figura 20. Espectro de Pseudo – Aceleraciones X-X.....   | 62 |
| Figura 21. Espectro de Pseudo – Aceleraciones Y-Y.....   | 63 |
| Figura 22. Visualización de cortantes dinámicos en dirección X y Y .....                               | 64 |
| Figura 23. Visualización grafica de distribución de fuerzas sísmicas dinámicas en la dirección X.....  | 65 |
| Figura 24. Visualización grafica de distribución de fuerzas sísmicas dinámicas en la dirección Y ..... | 65 |
| Figura 25. Desplazamientos y derivas de piso .....   | 66 |
| Figura 26.Desplazamientos máximos de pisos según sismo estático X .....                                | 67 |
| Figura 27. Derivas inelásticas sismo estático X .....  | 68 |
| Figura 28.Derivas inelásticas sismo estático Y .....   | 69 |
| Figura 29. Asignación de rotulas plásticas a las columnas .....  | 70 |
| Figura 30. Asignación de rotulas plásticas a las columnas en un 90% y 10% de su longitud total .....   | 71 |
| Figura 31. Asignación de rotula plástica en las Vigas .....  | 71 |
| Figura 32 Asignación de rotulas al 90% y 10% del total de la longitud .....                            | 72 |
| Figura 33. Asignación de cargas Pushover Gravitacional .....   | 73 |
| Figura 34. Asignación de carga Pushover en la dirección X .....  | 73 |
| Figura 35. Asignación de carga Pushover espectral .....  | 74 |



|  |    |
|--|----|
| Figura 36. Asignación de carga Pushover primer modo.....   | 75 |
| Figura 37. Asignación de cargas horizontales aplicados a cada piso .....                         | 76 |
| Figura 38. Asignación de carga Pushover patrón lateral.....                                      | 76 |
| Figura 39. Curva de Capacidad de la estructura por tipo de carga patrón lateral altura .....     | 77 |
| Figura 40. Curva de Capacidad de la estructura por tipo de carga Espectral .....                 | 77 |
| Figura 41. Curva de Capacidad de la estructura por tipo de carga Primer Modo                     | 78 |
| Figura 42. Rango de colores para verificar el comportamiento de la estructura..                  | 80 |
| Figura 43. Rango de colores para verificar el comportamiento de la estructura..                  | 80 |
| Figura 44. Comportamiento de los elementos estructurales según PushY .....                       | 81 |
| Figura 45. Comportamiento de los elementos estructurales según PushX .....                       | 81 |
| Figura 46. Visualización del punto de desempeño según ATC-40, tipo de carga Pushover Push X..... | 82 |
| Figura 47. Visualización del punto de desempeño Según ATC-40, tipo de carga Pushover Push Y..... | 82 |
| Figura 48. Vista en planta de la sección tributaria del pórtico eje 4-4 / B-C .....              | 86 |
| Figura 49. Pórtico para analizar .....   | 87 |
| Figura 50. Áreas tributarias de las columnas .....   | 88 |
| Figura 51. Cargas de Peso propio.....  | 95 |
| Figura 52. Carga Viva .....  | 96 |
| Figura 53. Pórtico carga con la combinación de cargas.....                                       | 96 |



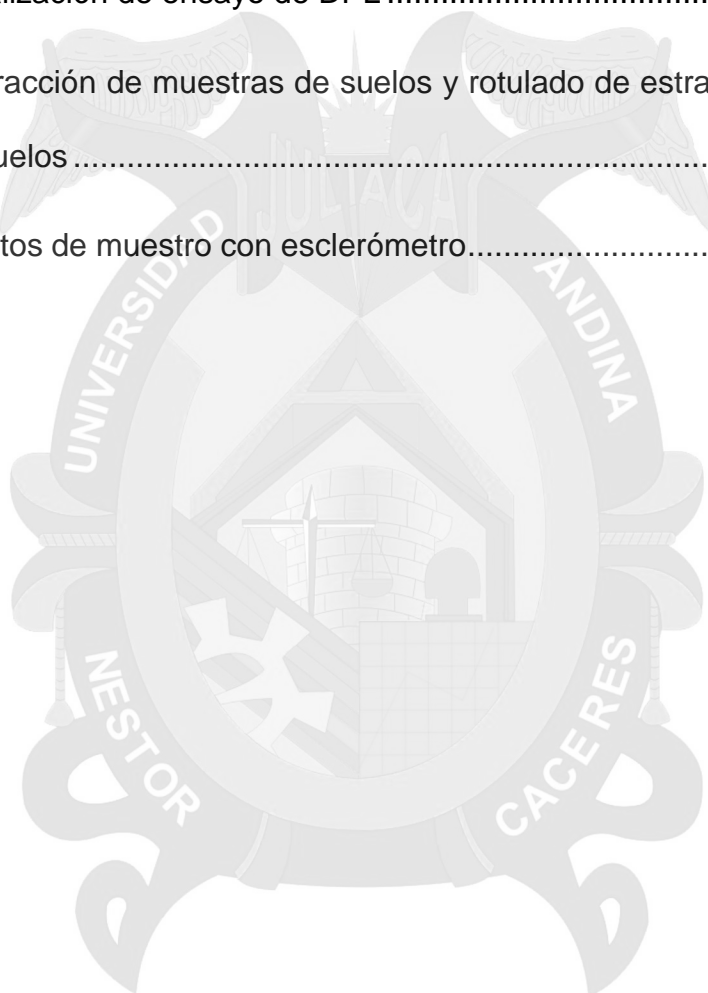
|  |     |
|--|-----|
| Figura 54. Asignación de nudos y barras al pórtico.....  | 97  |
| Figura 55. Momento de empotramiento perfecto de la barra 2.....                                    | 98  |
| Figura 56. Desplazamientos en el eje B-B entre 4-4 .....   | 102 |
| Figura 57. Desplazamientos en el eje C-C entre 4-4.....  | 103 |
| Figura 58. Cargas en el pórtico por analizar.....  | 104 |
| Figura 59. Desplazamientos obtenidos por el análisis en el eje 4-4 entre B-B..                     | 105 |
| Figura 60. Desplazamientos obtenidos por el análisis en el eje 4-4 entre C-C .                     | 105 |
| Figura 61. Aparición de rotulas plásticas en el primer nivel .....                                 | 109 |
| Figura 62. Visualización de rotulas plásticas con sección de columnas centrales de 0.40x0.40m..... | 110 |





## ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

|   |    |
|---|----|
| Fotografía 1. Vista frontal de la vivienda a ser estudiada .....  | 43 |
| Fotografía 2. Realización de ensayo de DPL .....  | 44 |
| Fotografía 3. Extracción de muestras de suelos y rotulado de estratos para envío<br>a laboratorio de suelos ..... | 45 |
| Fotografía 4. Puntos de muestro con esclerómetro.....   | 46 |





## CAPITULO I

### PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

#### 1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Debido al crecimiento inmobiliario que se viene desarrollando desde ya hace varios años atrás, son muchas las técnicas y tecnologías desarrolladas para lo que respecta a procesos constructivos, sin embargo, es importante desarrollar nuevos estudios y métodos de cálculo referentes a la etapa de diseño del proyecto, los cuales tengan una significancia a largo plazo mostrada en la comodidad del usuario frente a tener una edificación segura que garantice una buena calidad de vida.

Para cumplir con esas expectativas se realizará un estudio de evaluación de diseño de edificaciones de nuestro medio para comprobar si este cumple con las demandas que requiera para dar seguridad a las personas que habitan.

Los métodos tradicionales de Diseño Estructural son aproximados y no contemplan el efecto de las excitaciones en el tiempo y menos cuando esta estructura incursiona más allá del rango elástico, por ejemplo, cuando estamos diseñando un elemento estructural y usamos un valor único de la sección o de los materiales no



estamos tomando en cuenta la posibilidad de cambio de la sección en el tiempo y con el aumento de los parámetros de fuerza, aceleración, cortante o desplazamiento. Sin embargo, cuando analizamos en el rango no lineal debemos elaborar para cada material un modelo de su comportamiento en función de la magnitud de los esfuerzos, es decir, que no usamos un dato constante sino un historial, un comportamiento. Más aún, debemos conocer el comportamiento de cada material cuando es sometido a ciclos de carga y descarga como ocurre cuando se presenta un sismo.

En nuestra región en la actualidad no se han registrado sismos moderados y severos esto no significa que debemos de ignorarlo por lo que se realizara una evaluación del diseño por desempeño de una edificación en la ciudad de Juliaca. Para finalmente medir su vulnerabilidad y riesgo sísmico. Debido a la baja peligrosidad sísmica en Juliaca, muchas de las estructuras no están diseñadas para resistir cargas sísmicas. En general las estructuras tipo columna-forjado tienen un comportamiento frágil, y muy poca rigidez lateral ante cargas laterales. También es necesario realizar esta evaluación en un modelo 3D en la actualidad existen diversos softwares en el mercado para una mayor comprensión se utilizar en software que es más utilizado en nuestro medio que es el ETABS.

El estudio de esta nueva era de métodos para controlar los movimientos que son adsorbidos por las edificaciones, nace aproximadamente hace 30 años en los que se demostró que se podía incluir análisis dinámico no lineales que al final mostro una complejidad en el proceso haciéndolo impracticable, de esa complejidad resulto muy útil la utilización de software como ETABS que con el pasar de los años incorpora mejoras para realizar estos diseños tan complejos que era hace unos años atrás.



## 1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

En la actualidad la ciudad de Juliaca está en un proceso de crecimiento inmobiliario, por lo que muchos ciudadanos tienden a construir edificaciones sin ninguna dirección técnica de un profesional. Como Juliaca no es una ciudad de actividad sísmica el análisis y el diseño de los diferentes elementos estructurales y no estructurales en muchas edificaciones no se realiza un análisis adecuado para evitar los daños de parte del evento sísmico, es más se comete errores con inducir a la estructura que tenga columnas cortas aumentando así a un riesgo mayor.

Para asegurar que si se cumple con los códigos sísmicos se realizara una evaluación del diseño por desempeño de edificaciones. Todo esto para evaluar la demanda sísmica y como está preparado la edificación para responder así determinar el desempeño de la edificación.

Para luego ubicar en los diferentes niveles de desempeño dados según los códigos como propuesto del comité VISION 2000 y ATC-40.

Como cada elemento aporta la resistencia y deformación esto se medirá en la capacidad estructural. Para esto se utilizará el limite inelástico. Para lo cual se tomará los códigos FEMA.

La demanda sísmica se obtendrá según los reglamentos que existen para nuestro medio.

La evolución del desempeño de las edificaciones se realizará mediante el programa de ETABS.

Para luego conocer si la edificación en la ciudad de Juliaca cumple con lo establecido por los códigos VISION 2000 y ATC-40.



## 1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.3.1 PROBLEMA GENERAL

¿Cuál es el nivel de desempeño de una edificación en la ciudad de Juliaca, según los códigos VISION 2000 y ATC-40?

### 1.3.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

1. ¿Cuál es el estado de daño de la edificación?
2. ¿Cuál de los pisos tienen mayor incidencia de aparición de rotulas plásticas?
3. ¿En qué porcentaje varía las derivas inelásticas según los procedimientos de análisis estático líneas y dinámico lineal?
4. ¿Cómo influye el refuerzo por encamisado la aparición de rotulas plásticas?

## 1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar una evaluación de una edificación por desempeño, en la ciudad de Juliaca, de tal manera establecer el nivel de desempeño según los códigos VISION 2000 y ATC-40.

### 1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Determinar el estado de daño de la edificación tras la evaluación por desempeño
2. Analizar la aparición de rotulas plásticas en los pisos.
3. Analizar y comparar las derivas inelásticas de acuerdo al procedimiento de análisis, estático lineal y dinámico lineal

4. Analizar la influencia del refuerzo por encamisado en la aparición de rotulas plásticas

## 1.5 JUSTIFICACIÓN

### 1.5.1 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

Debido a que en Juliaca existe un crecimiento desmedido de la industria de la construcción de viviendas en la gran mayoría sin ninguna asesoría técnica de un profesional de la construcción, es por eso la necesidad de saber la vulnerabilidad sísmica frente a eventos sísmicos. Mediante una evaluación por desempeño de la edificación. Lo que permitirá saber el nivel de desempeño y dicha vulnerabilidad sísmica.

En la búsqueda constante de metodologías y herramientas que nos permitan modelar y hacer posible el análisis estructural cada vez más cercanos a como ocurren en la realidad. Con la disponibilidad de las computadoras y programas estructurales como ETABS, basado en el desempeño de ingeniería sísmica (PBSE de sus siglas en inglés "performance based seismic engineering"), donde el análisis estructural inelástico se combina con la evaluación del peligro sísmico para hacer cálculos se espera el rendimiento sísmico de una estructura, cada vez más factible. Con la ayuda de esta herramienta, ingenieros estructurales si bien en una computadora y no en un laboratorio, se puede observar el rendimiento esperado de cualquier estructura bajo grandes fuerzas y modificar el diseño en consecuencia. El análisis no lineal es una metodología que nos presentan el ATC-40, VISION 2000 Y FEMA que, aunque ya tienen algunos años de haber sido publicadas, todavía no

se les está dando la debida importancia. El análisis no lineal es un método que proporciona resultados de análisis estructurales bastante reales.

### 1.5.2 JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

En la ciudad de Juliaca al no tener un análisis, diseño y dirección técnica las edificaciones ante cualquier evento sísmico sufren patologías de fallas de estructuras que con el tiempo las reparaciones salen a mayor costo que hubiera sido para pagar al especialista.

Los terremotos constituyen desastres naturales cuya característica es que provocan las mayores pérdidas humanas y económicas, pero en si estas pérdidas humanas y económicas no son debidas a los mecanismos sísmicos, si no a las fallas de las construcciones realizadas por el hombre: edificios, presas, puentes, sistemas de transporte, etc. Esto se presenta en nuestro país.

### 1.5.3 JUSTIFICACIÓN SOCIAL

En la ciudad de Juliaca las edificaciones son construidas por maestros que a su criterio y experiencia estructuran la edificación teniendo conocimiento que muchas veces no siempre esa estructuración es adecuado ante un leve evento sísmico que ha ocurrido en la ciudad de Juliaca lo que con esta investigación dará más responsabilidad al propietario de contratar la asesoría y dirección técnica de un profesional.

El problema del análisis estructural sísmico es un tema importante en nuestra profesión y también de forma general por nuestra ubicación geográfica, ya que los terremotos son un tipo muy determinado de evento natural, por ser eventos de alta probabilidad de ocurrencia en nuestro país. Y cuyas consecuencias, son enormes en términos de destrucción y sufrimiento.

Con esta investigación se entenderá mejor el comportamiento de las edificaciones en la ciudad de Juliaca. Teniendo una idea del desempeño de las edificaciones similares ante un evento sísmico.

#### **1.5.4 JUSTIFICACIÓN AMBIENTAL**

Al tener conocimiento de la vulnerabilidad sísmica esto podría incrementar la durabilidad en el tiempo de uso de la estructura conllevando a la reducción de escombros por demolición, extracción de materias primas para la construcción. Lo que a larga contribuye al medio ambiente.

### **1.6 HIPÓTESIS**

#### **1.6.1 HIPÓTESIS GENERAL**

- La edificación se encuentra en el nivel de desempeño de seguridad según visión 2000 y Nivel de desempeño Seguridad según ATC-40

#### **1.6.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

1. El estado de daño es moderado, tras la evaluación por desempeño.
2. Las rotulas plásticas aparecen en el primer nivel por tener una altura superior a los demás pisos.
3. La variación es de 5% con respecto al procedimiento de análisis estático lineal y dinámico lineal
4. Aumentando la sección en un 25% en el primer nivel las rotulas plásticas no fallan





## 1.7 VARIABLES E INDICADORES

### 1.7.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Estado de la estructura

#### 1.7.1.1 INDICADORES

- Resistencia del concreto
- Aparición de fisuras
- Antigüedad de la construcción

### 1.7.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Nivel de desempeño

#### 1.7.3 INDICADORES

- Desplazamientos
- Derivas
- Rotulas
- Configuración en planta

## 1.8 MATRIZ DE CONSISTENCIA

| TESIS: EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO, EN LA CIUDAD DE JULIACA - 2016                                       |   |   |                            |   |  |
|--|---|---|----------------------------|---|--|
| PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA<br>INTERROGANTE PRINCIPAL   | OBJETIVO GENERAL  | HIPÓTESIS GENERAL   | VARIABLES E INDICADORES    |   | INSTRUMENTO  |
|  |   |   | VARIABLE INDEPENDIENTE     | INDICADORES   |  |
| ¿Cuál es el nivel de desempeño de una edificación en la ciudad de Juliaca, según los códigos VISION 2000 y ATC-40?       | Realizar una evaluación de una edificación por desempeño, en la ciudad de Juliaca, de tal manera establecer el nivel de desempeño según los códigos VISION 2000 y ATC-40. | La edificación se encuentra en el nivel de desempeño de seguridad según visión 2000 y Nivel de desempeño Seguridad según ATC-40 | 1.-Estado de la Estructura | 1.1.- Resistencia del concreto<br>1.2.- Aparición de fisuras<br>1.3.- Antigüedad de la construcción | Bibliotecas Especializadas<br>Planos de construcción<br>Código VISION 2000<br>Código ATC-40<br>Reglamento de edificaciones |
| INTERROGANTE ESPECÍFICA  | OBJETIVOS ESPECÍFICOS   | HIPÓTESIS ESPECÍFICAS   | VARIABLE DEPENDIENTE       |   |  |
| ¿Cuál es el estado de daño de la edificación ?   | Determinar el estado de daño de la edificación tras la evaluación por desempeño   | El estado de daño es moderado tras la evaluación por desempeño  | 2.- Nivel de Desempeño     | 2.1.- Desplazamientos<br>2.2.- Derivas<br>2.3.- Rotulas<br>2.4.- Configuración en planta            |  |
| ¿Cuál de los pisos tienen mayor incidencia de aparición de rotulas plásticas?  | Analizar la aparición de rotulas plásticas en los pisos.  | Las rotulas plásticas aparecen en el primer nivel por tener una altura superior a los demás pisos                               |                            |   |  |
| ¿En qué porcentaje varía las derivas inelásticas según los procedimientos de análisis estático lineal y dinámico lineal? | Analizar y comparar las derivas inelásticas de acuerdo al procedimiento de análisis, estático lineal y dinámico lineal  | La variación es de 5% con respecto al procedimiento de análisis estático lineal y dinámico lineal                               |                            |   | Estudios de Ingeniería:<br><br>Estudio de Suelos<br>Ensayos de esclerómetro  |
| ¿Cómo influye el refuerzo por encamisado la aparición de rotulas plásticas?  | Analizar la influencia del refuerzo por encamisado en la aparición de rotulas plásticas   | Aumentando la sección en un 25% en el primer nivel las rotulas plásticas no fallan  |                            |   |  |

## CAPITULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

##### 2.1.1 ANTECEDENTE LOCAL

***Análisis y diseño estructural en concreto armado de una edificación de diez niveles para el uso de aulas pedagógicas en la UANCV-PUNO (Villa Andina)*** realizado por los Bach. David Ginez Araca y Marco Antonio Gomez Huaraya en 2014. Se presenta el resumen de la investigación en el presente estudio de análisis y diseño estructural se toma como modelo una edificación de 1º niveles y un sótano, en el cual se realiza el análisis y diseño estructural utilizando ETABS v9.7.2 las conclusiones que se llegaron fue que la fuerza cortante basal obtenida por el método dinámico era mayor que el 80% de la cortante basal estático, por lo que el diseño se realizó con el modelo de análisis dinámico.

##### 2.1.2 ANTECEDENTE NACIONAL

***Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030*** realizado por Julio Edwin Delgadillo Alanya en el departamento de Lima, Universidad Nacional de

Ingeniería - 2012. Se presenta el resumen de la investigación: El motivo principal de la tesis es observar la utilidad del Análisis No Lineal Estático Pushover que nos presenta el ATC-40 y FEMA-356, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030, poder obtener y evaluar el nivel de daño producido en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la estructura y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA 356 y ATC-40. Otro objetivo fundamental de esta tesis es mostrar que un Análisis No Lineal Estático Pushover es un método para poder hallar las zonas "débiles" de una estructura y poder luego tomar medidas. Para lograr este propósito se toma como ejemplo un edificio de cinco pisos con irregularidad en planta, destinada a departamentos. El diseño de la estructura y las posibles deficiencias que pudieran ser halladas son de exclusiva responsabilidad del autor de esta tesis. El presente trabajo no pretende ni podría cuestionar la actual Norma de diseño Sísmico E-030, al contrario, se toma ésta como referencia para poder hallar la Demanda Sísmica que se usó en el estudio del pushover. Se adjunta dos programas en lenguaje FORTRAN hechos por el autor de esta tesis, una sirve para hallar la curva de capacidad de una estructura regular en planta y elevación, idealizando la estructura como un conjunto de pórticos planos paralelos. Y otra que sirve para hallar el gráfico momento giro de una sección de concreto armado, una herramienta muy útil en la modelación del comportamiento de todos los elementos del ejemplo presentado.

### 2.1.3 ANTECEDENTE INTERNACIONAL

***Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño*** realizado por Julián Carrillo en el país de Venezuela en el año



2007 se presenta el resumen de la investigación: la gran ventaja del diseño o la evaluación estructural basado en el desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación es posible diseñar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada. De igual manera es posible determinar la vulnerabilidad sísmica de estructuras que han sido diseñados bajo criterios y demanda sísmicas.

***Análisis paramétrico del comportamiento sísmico no-lineal de una estructura de hormigón reforzado.*** Realizado por Omar Linares Monsalve y Omar Sanchez

Gonzales en Colombia en el año 2005, se presenta un resumen de la investigación: Las principales herramientas para analizar el comportamiento de las estructuras basado en un diseño son la demanda y la capacidad. La demanda es la representación del movimiento del suelo debido al sismo y la capacidad es una representación de la capacidad de las estructuras para resistir la demanda sísmica. El comportamiento estructural depende de la manera como la capacidad sea capaz de soportar la demanda. En otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir la demanda sísmica de tal manera que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de diseño. La capacidad total de una estructura depende de la fuerza y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.

En la medida que se determinan la capacidad de los elementos más allá de los límites elásticos el análisis es de naturaleza no lineal, tal como se requiere en el procedimiento de curva pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad (fuerza-desplazamiento) de toda la estructura. El modelamiento matemático de la

estructura es modificado para tener en cuenta la perdida de resistencia de los elementos que fluye y seguidamente una fuerza de distribución lateral es de nuevo aplicado hasta que nuevo aplicada hasta que nuevos componentes fluyan. Este procedimiento continuo hasta que la estructura comienza a ser inestable o hasta que un límite predeterminado es alcanzado como lo puede ser un desplazamiento en un punto de control.

***Análisis Estático No Lineal Y Análisis Dinámico No Lineal Del Hospital De Vielha*** realizado por Máximo G. Peralta Álvarez en Barcelona en el año 2012, se presenta un resumen del proyecto de investigación: Para el desarrollo de planes de protección civil, ante terremotos, resulta necesario evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico, para las estructuras de importancia especial. La asignación de esta importancia es independiente de su tipología estructural. Se analiza el comportamiento sísmico del hospital de Vielha, en un eventual terremoto como el ocurrido en Lorca en mayo de 2011 pero escalado al 20% de la aceleración (es decir 0.2 veces las aceleraciones de los compontes del acelerograma de Lorca). Debido a la baja peligrosidad sísmica en Cataluña, muchas de las estructuras no están diseñadas para resistir cargas sísmicas.

## **2.2 BASE TEÓRICA CONCEPTUAL**

### **2.2.1 FUNDAMENTOS DE DISEÑO POR DESEMPEÑO**

#### **2.2.1.1 INTRODUCCIÓN**

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor

intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente (Bonett Díaz, 2003).

La filosofía de diseño por desempeño se ha constituido, como la opción más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan cada vez más las complejas necesidades de las sociedades modernas (Bonett Díaz, 2003).

Para establecer un nivel de daño de una edificación se debe realizar una combinación de un Nivel de Rendimiento Estructural y un Nivel de Rendimiento No Estructural para formar una descripción completa de un nivel de daño global de la estructura (Bonett Díaz, 2003).

#### **2.2.1.2 NIVELES DE DESEMPEÑO**

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

- 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.

3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAO Vision 2000 Committee, 1995), (ATC-40, 1996).

A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

#### 2.2.1.2.1 PROPUESTO DEL COMITÉ VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños



producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla 1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.



Tabla 1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño.

| Estado de Daño | Nivel de desempeño     | Descripción de los daños   |
|----------------|------------------------|--|
| Despreciable   | Totalmente Operacional | Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.   |
| Leve           | Operacional            | Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.  |
| Moderado       | Seguridad              | Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente. |
| Severo         | Pre Colapso            | - Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.   |
| Completo       | Colapso                | Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.  |

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, (1995)

## 2.2.1.2.2 PROPUESTO DEL ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos

estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente (ATC-40, 1996).

### Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación, se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad (ATC-40, 1996).
- **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados (ATC-40, 1996).
- **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la

estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad (ATC-40, 1996).

- **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento (ATC-40, 1996).

### **Niveles para los elementos no estructurales**

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación

NP-n. NP son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E (ATC-40, 1996).

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones (ATC-40, 1996).

### Niveles para las estructuras

En la Tabla 2 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no



estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 2 y se describen a continuación.

Tabla 2. Niveles de desempeño de las estructuras.

| Niveles de desempeño no estructural | Niveles de desempeño estructural |     |                  |     |                                |              |
|-------------------------------------|----------------------------------|-----|------------------|-----|--------------------------------|--------------|
|                                     | SP1                              | SP2 | SP3              | SP4 | SP5                            | SP6          |
| NP-A                                | 1-A<br>Operacional               | 2-A | NR               | NR  | NR                             | NR           |
| NP-B                                | 1-B<br>ocupación inmediata       | 2-B | 3-B              | NR  | NR                             | NR           |
| NP-C                                | 1-C                              | 2-C | 3-C<br>Seguridad | 4-C | 5-C                            | 6-C          |
| NP-D                                | NR                               | 2-D | 3-D              | 4-D | 5-D                            | 6-D          |
| NP-E                                | NR                               | NR  | 3-E              | 4-E | 5-E<br>Estabilidad estructural | No Aplicable |

NR: Combinación no recomendada

Fuente: ATC-40, (1996)

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.



- **Seguridad 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- **Estabilidad estructural 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

### 2.2.1.3 MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de

cada uno de estos componentes de la amenaza debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan "Movimientos sísmicos de diseño". Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras (Bertero, 1997).

#### **2.2.1.4 OBJETIVOS DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO**

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural.

##### **2.2.1.4.1 PROPUESTO DEL COMITÉ VISION 2000**

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras

críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad, 2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y 3) estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. La Tabla 3 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para la definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La Tabla 4 es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas. Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos. (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

Tabla 3. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras.

| Movimiento<br>sísmico de<br>diseño   | Nivel de desempeño de la estructura |             |           |                       |
|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------|-----------|-----------------------|
|                                      | Totalmente<br>operacional           | Operacional | Seguridad | Próximo al<br>colapso |
| Frecuente<br>(43 años)               | 1                                   | 0           | 0         | 0                     |
| Ocasional<br>(72 años)               | 2                                   | 1           | 0         | 0                     |
| Raro<br>(475 años)                   | 3                                   | 2           | 1         | 0                     |
| Muy raro<br>(970 años)               | -                                   | 3           | 2         | 1                     |
| 0. Desempeño inaceptable             |                                     |             |           |                       |
| 1. Estructuras básicas               |                                     |             |           |                       |
| 2. Estructuras esenciales / riesgosa |                                     |             |           |                       |
| 3. Estructuras de seguridad crítica  |                                     |             |           |                       |

Fuente: SEAOC Vision 200 Committee, (1995)

Tabla 4. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas

| <b>Movimiento sísmico de diseño</b> | <b>Nivel de desempeño mínimo</b> |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| Frecuente                           | Totalmente operacional           |
| Ocasional                           | Operacional                      |
| Raro                                | Seguridad                        |
| Muy raro                            | Próximo al colapso               |

*Fuente: SEAOC Vision 200 Committee, (1995)*

#### 2.2.1.4.2 PROPUESTO DEL ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la Tabla 5 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que, para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Tabla 5. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

| <b>Movimiento sísmico de diseño</b> | <b>Nivel de desempeño del edificio</b> |                            |                  |                                |
|-------------------------------------|--|----------------------------|------------------|--------------------------------|
|                                     | <b>Operacional</b>                     | <b>Ocupación inmediata</b> | <b>Seguridad</b> | <b>Estabilidad estructural</b> |
| Sismo de servicio, SE               |  |                            |                  |                                |
| Sismo de diseño. DE                 |  |                            | √                |                                |
| Sismo máximo, ME                    |  |                            |                  | √                              |

*Fuente: ATC,(1996)*



### 2.2.1.5 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades existen cuatro procedimientos analíticos distintos y para determinar más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal.

- Procedimientos Estáticos Lineales.
- Procedimientos Dinámicos Lineales.
- Procedimientos Estáticos no Lineales.
- Procedimientos Dinámicos no Lineales.

La elección del método de análisis está sujeto a limitaciones basadas en las características del edificio, los procedimientos lineales tienen como objetivo mantener el uso tradicional de la relación lineal de esfuerzo-deformación, pero incorporan ajustes a las deformaciones totales del edificio y criterios de aceptación de materiales para permitir una mejor consideración de las características no lineales probables en una respuesta sísmica.

El procedimiento estático No lineal, a menudo llamado "análisis de volteo", utiliza técnicas no lineales simplificadas para estimar deformaciones estructurales sísmicas.

El procedimiento dinámico no lineal, conocido comúnmente como análisis de historia en el tiempo no lineal, requiere juicio y experiencia para llevar a cabo, y se utilizara bajo algunas limitaciones.



### 2.2.1.6 DEMANDA SÍSMICA

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (Sa vs Sd) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen corresponden a períodos constantes  $T_i$  (ver Figura 3.6). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- Cálculo del espectro elástico de aceleraciones,  $S_{ae}$ , normalizado.
- Cálculo del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$  aplicando la siguiente expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

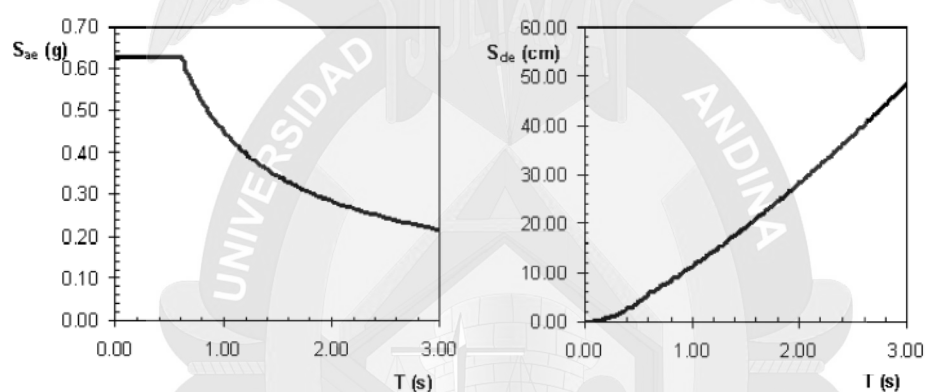
En la Figura 1 se muestra los espectros de aceleración y desplazamiento.

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración-Desplazamiento AD ( $S_{ae} - S_{de}$ ) (ver Figura 1).

De la Figura 2 y de la ecuación se puede ver que las pendientes de cada recta son

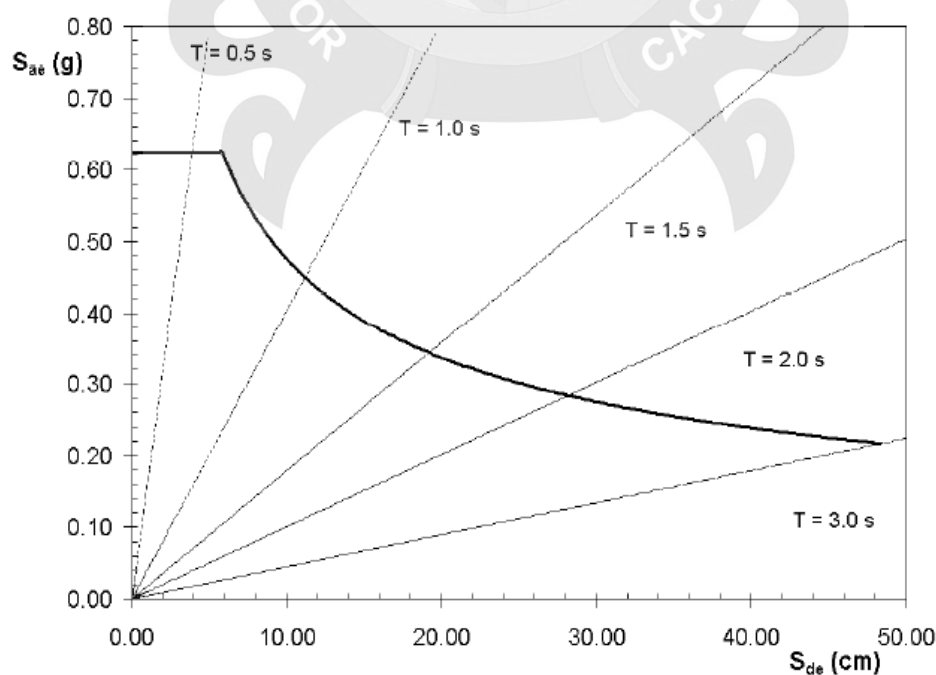
proporcionales a  $\frac{1}{T^2}$ .

Figura 1. Espectros elásticos de aceleración y desplazamiento.



Fuente: Bonett Díaz, (2003)

Figura 2. Espectro elástico de respuesta en formato AD.



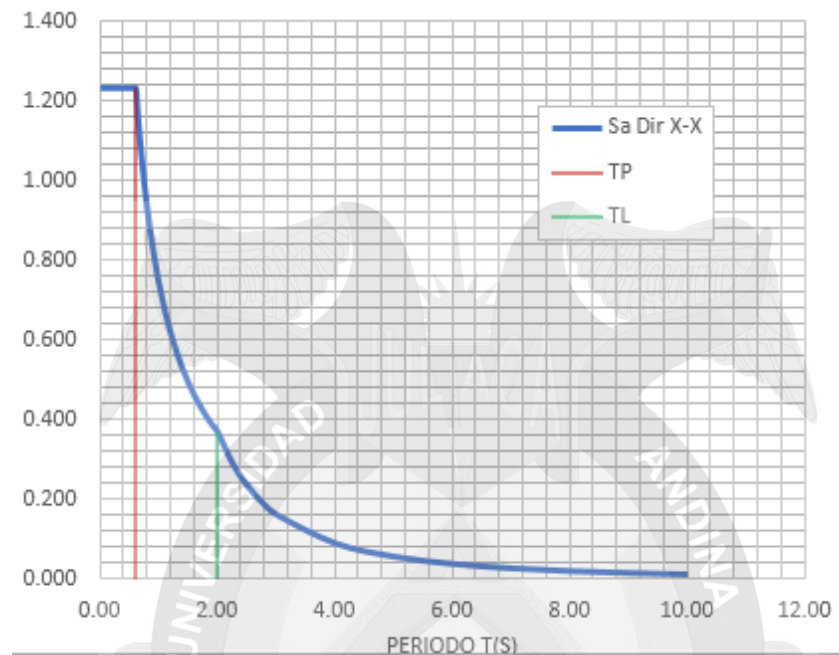
Fuente: Bonett Díaz, (2003)

### 2.2.1.6.1 Demanda sísmica en la Norma Peruana E-030

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones de la Norma Peruana E-030 corresponde a un sismo catalogado como Sismo de Diseño, determinado por los siguientes factores:

- $Z$  = Factor Zona
- $U$  = Factor Uso
- $S$  = Factor Suelo
- $T_p$  = Periodo Fundamental del EMS
- $R_{ox}$  = Factor del Sistema estructural en X
- $R_{oy}$  = Factor del Sistema estructural en Y
- $I_a$  = Factor de Irregularidades estructurales en altura
- $I_p$  = Factor de Irregularidades estructurales en Planta
- $g$  = Gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ) (Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 Diseño Sismoresistente, 2016).

Figura 3. Espectro de Pseudo Según E.030



Fuente: Elaboración propia, (2017)

$$Sa_{(diseño)} = \frac{ZUCS}{R} g$$

Una manera rápida de tener un espectro elástico para un nivel de sismo catalogado como Sismo de Servicio (según ATC-40) es considerar como 0.5 veces el Sismo de Diseño, por tanto, un ejemplo de Sismo de Servicio con los mismos parámetros anteriores sería:

$$Sa_{(servicio)} = 0.5 \times \frac{ZUCS}{R} g$$

Una manera rápida de tener un espectro elástico para un nivel de sismo catalogado como Sismo Máximo (según ATC-40) es considerar como 1.25 veces el Sismo de Diseño, por tanto, un ejemplo de Sismo Máximo con los mismos parámetros anteriores sería:

$$Sa_{(máximo)} = 1.25 \times \frac{ZUCS}{R} g$$

### 2.2.1.7 MÉTODOS PARA ESTIMAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo. Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera generalmente, más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas de diseño (Kim y D'Amore, 1999). Una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se está consolidando y han sido descritos en detalle en estudios tales como el ATC-40.

En este trabajo se describen tres de los principales métodos de análisis estático no lineal simplificados, utilizados para determinar el punto de desempeño (demanda de desplazamiento) de una estructura, estos son: el Método del Espectro de Capacidad (MEC), el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) y el método N2 (MN2).

#### 2.2.1.7.1 Cálculo del punto de desempeño según ATC-40

El procedimiento consiste en los siguientes pasos:

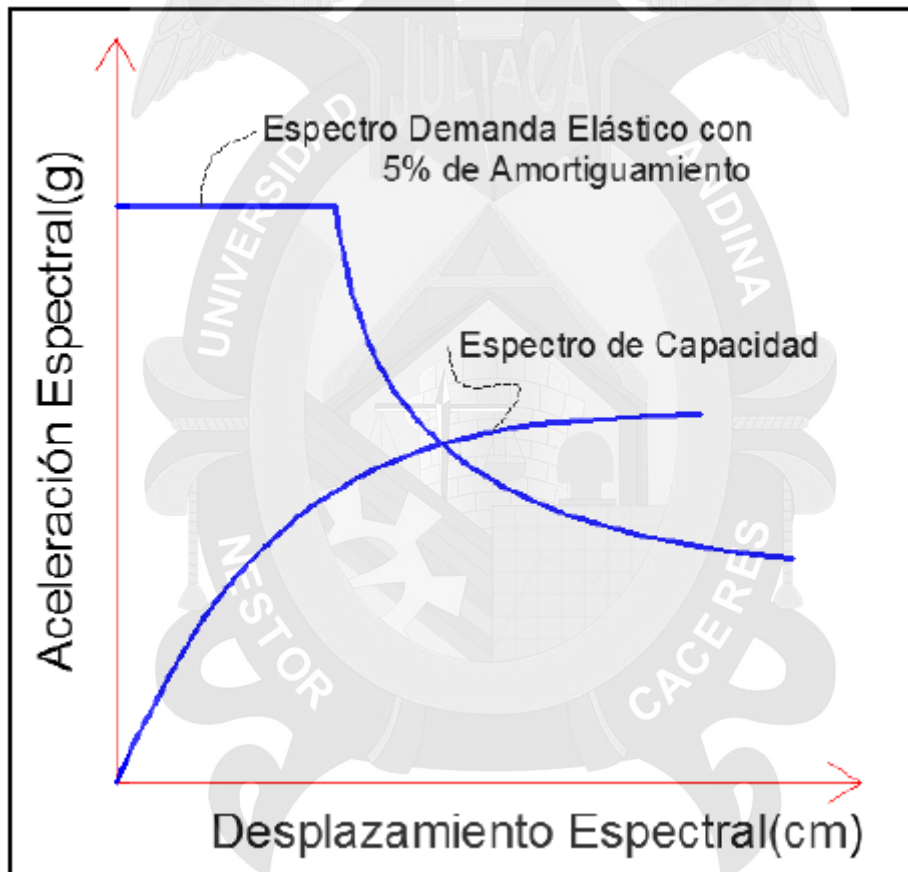
1. Desarrollar un Espectro de Respuesta Elástico Reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.



2. Transformar la Curva de Capacidad en un Espectro de Capacidad.

Poner el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda en el mismo gráfico.

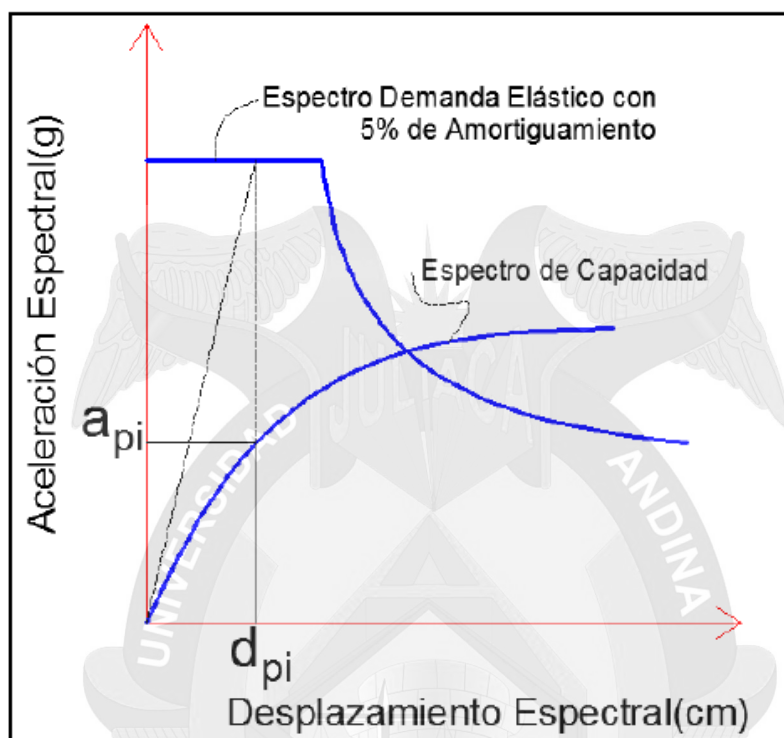
Figura 4. Curva de capacidad y demanda transformadas respectivamente a espectro  
capacidad y demanda



Fuente: Bonett Díaz, (2003)

3. Seleccionar un punto de desempeño tentativo. Un primer punto de puede ser el desplazamiento obtenido usando el análisis modal, o puede ser el punto final del espectro de capacidad, o cualquier punto escogido según el criterio del diseñador.

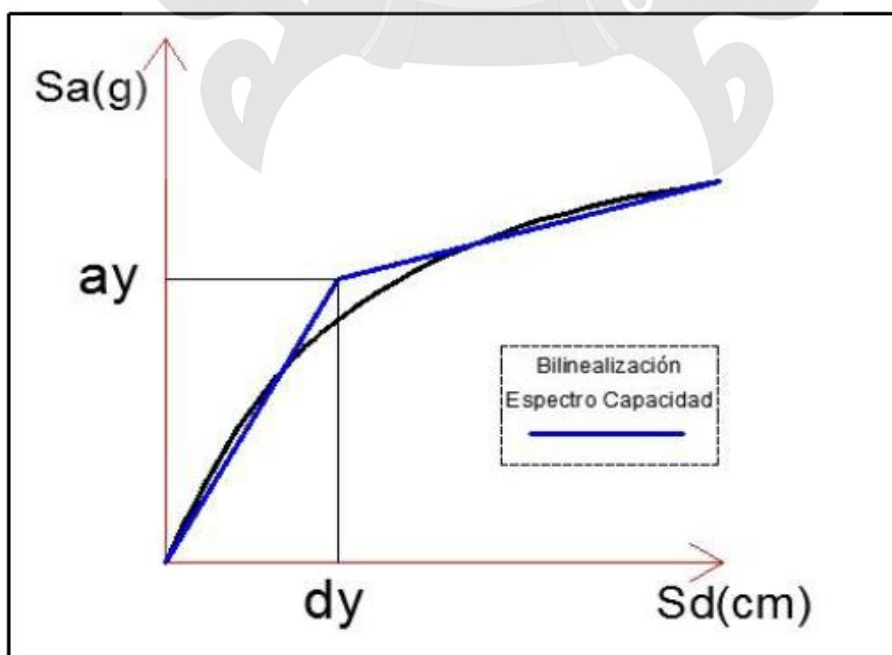
Figura 5. Intersección proyectando la pendiente  $a_{pi}$  y  $d_{pi}$  sobre el espectro de capacidad



Fuente: Bonett Díaz, (2003)

4. Desarrollar una representación bilineal del Espectro de Capacidad.

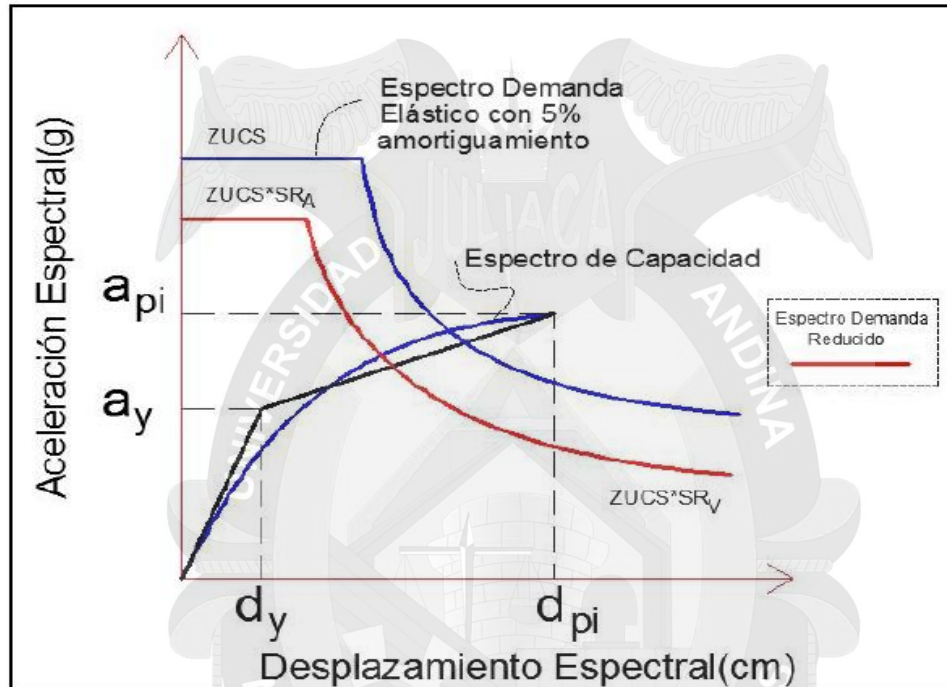
Figura 6. Representación Bilineal del espectro capacidad



Fuente: Bonett Díaz, (2003)

5. Calcular los factores de reducción espectral  $SRA$ ,  $SR$  . Desarrollar el Espectro de Demanda Reducido como se muestra.

Figura 7. Espectro de demanda reducido a un amortiguamiento efectivo

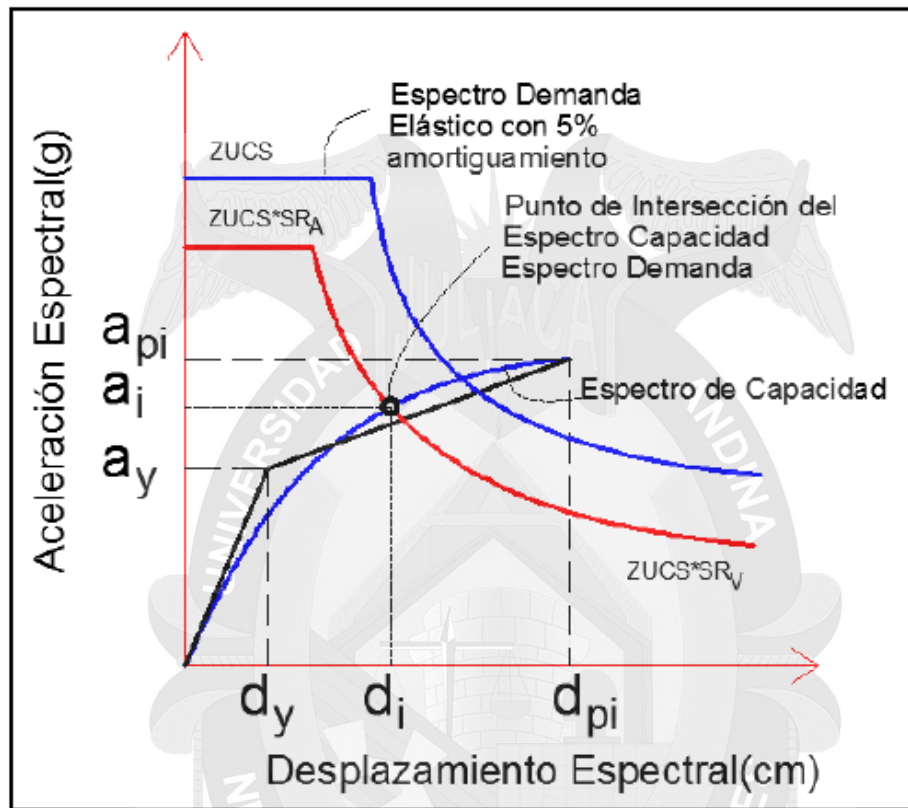


Fuente: Bonett Díaz, (2003)

6. Determinar si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad en el punto  $(a_{pi}, d_{pi})$ , o si el desplazamiento  $d_i$ , en que el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad, está dentro de la aceptable tolerancia.

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

Figura 8. Punto de performance intersecando el espectro de demanda reducido con espectro de capacidad espectral.



Fuente: Bonett Díaz, (2003)

**Donde:**

$a_{pi}, p_i$  = Punto de Desempeño Tentativo.

$d_i$  = Desplazamiento en el punto de intersección de la Curva de Capacidad y el Espectro de Demanda Reducido.

**Nota:**

- El punto de desempeño tentativo ( $a_{pi}, p_i$ ) es aceptable si:  $(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$
- El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de terremoto especificada.

7.-Si el espectro de demanda no interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia, entonces seleccionar un nuevo punto  $(api, pi)$  y volver al paso 4. Un nuevo punto  $(api, pi)$  puede ser el punto de intersección determinado en el paso 6

8.-Si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño tentativo  $(api, pi)$  es el punto de desempeño  $(ap, dp)$ , y el desplazamiento  $dp$ , representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el terremoto de demanda.

### 2.2.1.8 VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO

Una vez determinado el punto desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que representa su respuesta ante un movimiento sísmico. Así, por ejemplo, se ha detectado que los componentes estructurales son sensibles a los desplazamientos, mientras que los componentes no estructurales pueden ser más sensibles a la aceleración o a la deriva entre piso. Por lo tanto, es preciso establecer intervalos de variación para estos indicadores y relacionarlos con los niveles de desempeño considerando.

#### 2.2.1.8.1 LÍMITES DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

Para determinar si una estructura alcanza un objeto esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenido a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Sobre este punto, no existe en la



actualidad un consenso general, que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la repuesta estructural, como por ejemplo la deriva entre piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño. Algunos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40, FEMA 273 y VISION 2000 proponen ciertos límites, aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados. En las Tabla 6 y Tabla 7 se muestran las derivas máximas de entre piso, permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40 y VISION 2000.

Para cumplir con los objetivos de desempeño, los valores obtenidos en el análisis de la estructura para una determinada demanda sísmica deben ser inferiores a cada uno de estos valores. Así, por ejemplo, para que una estructura pueda ser ocupada inmediatamente después de ocurrido un sismo, la deriva máxima entre piso debe ser menor de 0.01, de acuerdo con la propuesta del ATC-40 (ver Tabla 6).

Tabla 6. Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño

| Nivel de desempeño      | Deriva entre piso $\delta_i$<br>(% altura entre piso) |
|-------------------------|---|
| Ocupación inmediata     | 0.001   |
| Seguridad               | 0.002   |
| Estabilidad estructural | $0.33 \frac{V_1}{P_i}$                                |

Fuente: ATC-40, (1996)

Tabla 7. Valores límites de la deriva entre piso para los niveles de desempeño

| Nivel de desempeño     | Deriva entre piso $\delta_i$<br>(% altura entre piso) |
|------------------------|---|
| Totalmente operacional | 0.2   |
| Operacional            | 0.5   |
| Seguridad              | 1.50  |
| Próximo al colapso     | 2.50  |
| Colapso                | >2.50   |

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committe, (1995)

Las diferencias existentes entre las normativas de diseño, los procesos constructivos, las tipologías estructurales, los materiales utilizados, las configuraciones en planta y elevación y los mecanismos de control existentes, entre otros, sugieren que cada región, defina sus propios límites para los niveles de desempeño. El uso de valores de otras zonas puede en algunos casos, evitar que se evalúe de manera adecuada, los niveles de desempeño de la estructura y por consiguiente su vulnerabilidad. De igual forma, la elección de un parámetro adecuado para representar el daño debe hacer se considerando tanto la tipología como el tipo de elemento y el nivel de daño (local o global) que se desea evaluar. Así, por ejemplo, para estructuras que se deforman en un modo de cortante, el daño estructural global puede ser evaluado mediante la deriva máxima entre piso; por el contrario, para los componentes no estructurales, el parámetro más adecuado parece ser la aceleración máxima de piso.

## 2.3 MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

**Amortiguamiento** En todo cuerpo en movimiento, este último tiende a disminuir con el tiempo. La razón de esta disminución está asociada con una pérdida de la energía presente en el sistema. Esta pérdida de energía es producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que obran sobre el sistema. La energía ya sea cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía tales como calor un ruido. A continuación se presentan algunas formas más utilizadas para describir los fenómenos de amortiguamiento (Vergara Luna & Zevallos Esquivel, 2014).

**Amortiguamiento elástico equivalente ( $\beta_{eq}$ ):** Se usa factores de reducción de la respuesta espectral para disminuir el espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento) a un espectro de respuesta reducido con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento que ocurre cuando algún

terremoto conduce a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación del amortiguamiento viscoso, que es inherente en la estructura, y el amortiguamiento histerético. Este último está relacionado al área bajo el lazo que se forma cuando las fuerzas sísmicas (cortante basal) se plotea contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente usando ecuaciones que están disponibles en la literatura. El amortiguamiento viscoso equivalente, asociado con el máximo desplazamiento (Vergara Luna & Zevallos Esquivel, 2014).

**Amortiguamiento histerético ( $\beta_0$ ):** La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Este tipo de amortiguamiento se presenta cuando un elemento estructural es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico. Dependiendo del tipo de material la forma tanto de la curva de carga como la de descarga varía (Vergara Luna & Zevallos Esquivel, 2014).

**Amortiguamiento viscoso ( $\beta_5\%$ ):** Un cuerpo que se encuentra en movimiento dentro de un fluido tiende a perder energía cinética debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. Es un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura y la norma peruana E.030 considera constante dicho amortiguamiento castigando con un 5% (Vergara Luna & Zevallos Esquivel, 2014).

**Comportamiento con ablandamiento.** Al superar cierto estado tensional límite el material pierde rigidez y no puede seguir soportando incremento de carga. En este caso el material se va descargando, aunque su deformación sigue aumentando.

Este comportamiento es característico de los materiales como el concreto que se puede asociar modelos de fisuración.

**Comportamiento con endurecimiento** Cuando el material supera un cierto estado tensional límite empieza a perder rigidez. Aunque puede seguir soportando incrementos de carga. En este caso, la curva de comportamiento muestra que a medida que el estado tensional. Entre materiales que se comportan de esta manera se pueden encontrar los de tipos metálicos como el acero que se suelen asociar a modelos de plasticidad (Portillo Willians, Rodriguez Mantinez, & Martinez Soto, 2011).

**Comportamientos constitutivos de los materiales.** El tipo de comportamiento que tiene un cierto material frente a una acción puede superar a veces la imaginación, por ejemplo, existen metales que se encogen frente al aumento de la energía calorífica. En el caso del comportamiento estructural también puede aparecer respuestas tensión-deformación alejada de las curvas clásicas a las que se está acostumbrado. Pero, excepciones aparte, se puede afirmar que en términos amplios y generales los materiales presentan dos tipos básicos de comportamiento no lineal (Portillo Willians, Rodriguez Mantinez, & Martinez Soto, 2011).

**Matriz de amortiguamiento** El amortiguamiento es definido como la capacidad de un cuerpo de disipar energía cinética en otro tipo de energía. En general en el cálculo dinámico se adopta un modelo de amortiguamiento viscoso equivalente, el cual se destina a modelar las amplitudes de disipación de energía de deformación, al límite elástico de la estructura general. Para este rango de deformaciones, el coeficiente de amortiguamiento( $c$ ), determinado por medio experimental varía con la amplitud de deformación. La modelización de las fuerzas de amortiguamiento de



una forma sencilla es la suposición de la naturaleza de amortiguamiento viscoso y la fuerza de fricción es proporcional a la velocidad (Alvarez, 2012).

**Matriz de masa** La matriz de masas se obtiene por medio de los pesos de los elementos estructurales dividiéndolos entre la gravedad.

**Matriz de rigidez** En las estructuras de hormigón armado, diseñados por las especificaciones de diseño sísmo resistente, se espera que las fuerzas y desplazamientos sean superiores a las cargas estáticas equivalentes laterales estipuladas desde hace mucho tiempo en las normas. Cuando estas estructuras son sometidas a excitaciones sísmicas severas, se espera grandes deformaciones por tanto la estructura entra en el rango inelástico. Para realizar estas predicciones del comportamiento no lineal se han creado modelos histeréticos de las diferentes regiones críticas de las estructuras (Alvarez, 2012).

**Muros de cortante.** Los muros de cortante se modelan empleando el elemento finito como "shell properties". Elementos que se espera tengan un comportamiento inelástico y se modelan como elementos de comportamiento no lineal. Otros muros se modelan como elementos de comportamiento elástico lineal (Cueva Jiménez & Gonzalez Chalcualán, 2013).





## CAPITULO III

### DISEÑO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

No Experimental (correlación)

#### 3.2 RECOLECCIÓN DE DATOS

##### 3.2.1 TRABAJO DE CAMPO

##### 3.2.1.1 UBICACIÓN

Departamento : Puno

Provincia : San Román

Distrito : Juliaca

Dirección : Jr. Víctor Alemán I-20 (Frente a puerta de Hospital Carlos  
Monge Medrano)

Figura 9. Ubicación de la vivienda a ser estudiada.



Fuente: Elaboración propia, (2017)

Fotografía 1. Vista frontal de la vivienda a ser estudiada



Fuente: Elaboración propia, (2017)

### 3.2.1.2 DESCRIPCIÓN

La vivienda unifamiliar con un área construida de 134.76m<sup>2</sup> y 48.79ml de perímetro.

La vivienda consta de 4 niveles las cuales están distribuidas de la siguiente manera:

Primer Nivel : Uso Comercial

Segundo Nivel : Uso Salón Múltiple

Tercer Nivel : Vivienda

Cuarto Nivel : Vivienda

Antigüedad : 6 años

### **3.2.2 DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO Y RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO**

Para determinar la capacidad portante de suelo se realizó un punto de exploración.

Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrometro dinámico ligero de punta cónica (PDL).

Fotografía 2. Realización de ensayo de DPL



*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

Fotografía 3. Extracción de muestras de suelos y rotulado de estratos para envío a laboratorio de suelos



Fuente: Elaboración propia, (2017)

***Se adjunta los resultados en los anexos.***

Ensayo de resistencia del hormigón mediante esclerómetro. Ensayo y valores de  $F_c$ . Dicho ensayo se realizó en 3 puntos: en vigas, columnas y losa respectivamente. ***Los resultados se adjuntan en los anexos.***



Fotografía 4. Puntos de muestro con esclerómetro



*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

Obtenido los resultados y los planos existentes donde se verifico con las estructuras existente se culmina la recolección de datos.

### **3.3 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA**

#### **3.3.1 CONSIDERACIONES INICIALES**

La estructura principal resistente a fuerzas laterales y gravitacionales de la edificación es construida exclusivamente con concreto reforzado, cuyas resistencias fueron calculados a partir de los ensayos de campo mediante esclerómetro, dando como resultado la siguiente Tabla 8.



Tabla 8. F'c calculados a partir del ensayo de esclerómetro

| Descripción | F'c calculado<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|--|
| Columnas    | 216                                    |
| Losa        | 225                                    |
| Viga        | 230                                    |

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto UANCV, (2016)

La configuración y disposición existente de los elementos estructurales en planta se muestra en los planos post constructivo.

Para realizar el modelamiento, análisis y posterior cálculo para determinar la curva de capacidad de la edificación se utilizó el programa de ETABS 2016 versión 16.0.0

### 3.3.2 CREACIÓN DE LOS MATERIALES

La edificación esta únicamente de concreto reforzado cuyas propiedades se muestran de acuerdo con los F'c, calculados.

#### Concreto Columnas

|                             |   |   |
|-----------------------------|---|---|
| Nombre del Material         | : | F'C=216 KG/CM <sup>2</sup> – COLUMNA        |
| Peso Específico             | : | $\gamma_m=2400$ kg/m <sup>3</sup>           |
| Resistencia a la Compresión | : | $f'_c=216$ Kg/cm <sup>2</sup>               |
| Módulo de elasticidad       | : | $E'_c= 221923.770696156$ Kg/cm <sup>2</sup> |
| Módulo de Corte             | : | $G_c=92468.00$ Kg/cm <sup>2</sup>           |
| Módulo de Poisson           | : | $u=0.20$                                    |

#### Concreto Losa

|                             |   |                                   |
|-----------------------------|---|-----------------------------------|
| Nombre del Material         | : | F'C=225 KG/CM <sup>2</sup> - LOSA |
| Peso Específico             | : | $\gamma_m=2400$ kg/m <sup>3</sup> |
| Resistencia a la Compresión | : | $f'_c=225$ Kg/cm <sup>2</sup>     |

Módulo de elasticidad :  $E'c = 226500 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Corte :  $Gc = 94375.00 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson :  $u = 0.20$

### Concreto Viga

Nombre del Material :  $F'C = 230 \text{ KG/CM}^2$  - VIGA

Peso Específico :  $\gamma_m = 2400 \text{ kg/m}^3$

Resistencia a la Compresión :  $f'c = 230 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad :  $E'c = 229002.838410357 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Corte :  $Gc = 95418.00 \text{ Kg/cm}$

Módulo de Poisson :  $u = 0.20$

El módulo de elasticidad del concreto.  $E_c$ , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en  $\text{Kg/cm}^2$  se muestran a continuación.

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c} \left[ \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

El módulo de corte,  $G_c$ , se calcula mediante la siguiente relación

$$G_c = \frac{E}{2(\mu + 1)} \left[ \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Las propiedades de las secciones a usar son las existentes de la edificación que se muestran a continuación.

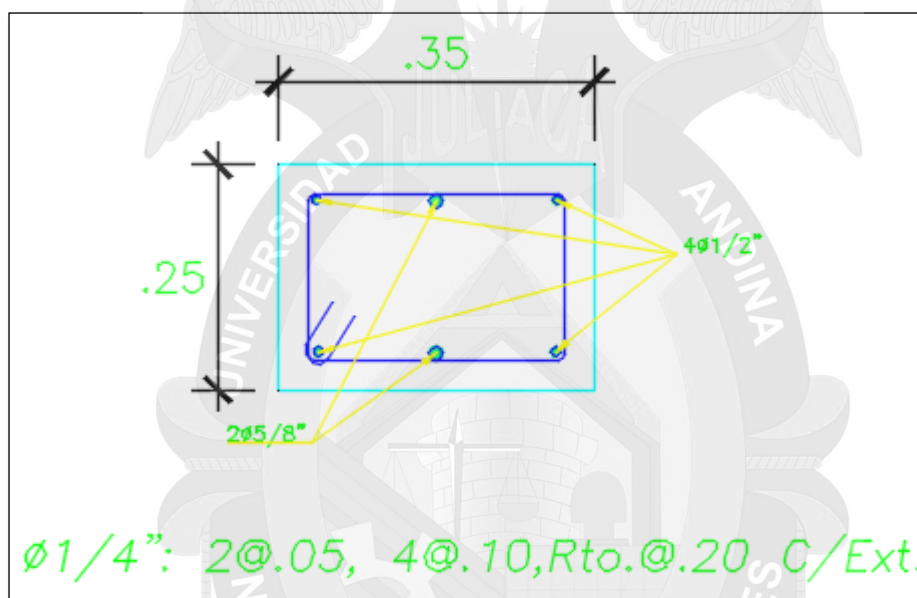
### Columnas

Identificador : **C-1**

Base : 0.35 m

|               |   |                      |
|---------------|---|----------------------|
| Altura        | : | 0.25 m               |
| Reforzamiento | : | 7.77 cm <sup>2</sup> |
| Estribos      | : | 0.71 cm <sup>2</sup> |

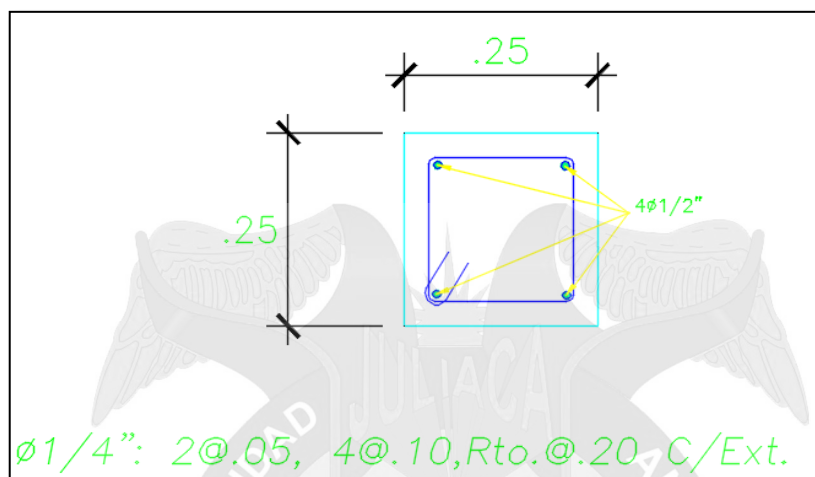
Figura 10. Esquema de la Columna C-1



Fuente: Elaboración Propia, (2017)

|               |   |                      |
|---------------|---|----------------------|
| Identificador | : | <b>C-2</b>           |
| Base          | : | 0.25 m               |
| Altura        | : | 0.25 m               |
| Reforzamiento | : | 6.16 cm <sup>2</sup> |
| Estribos      | : | 0.71 cm <sup>2</sup> |

Figura 11. Esquema de la columna C-2

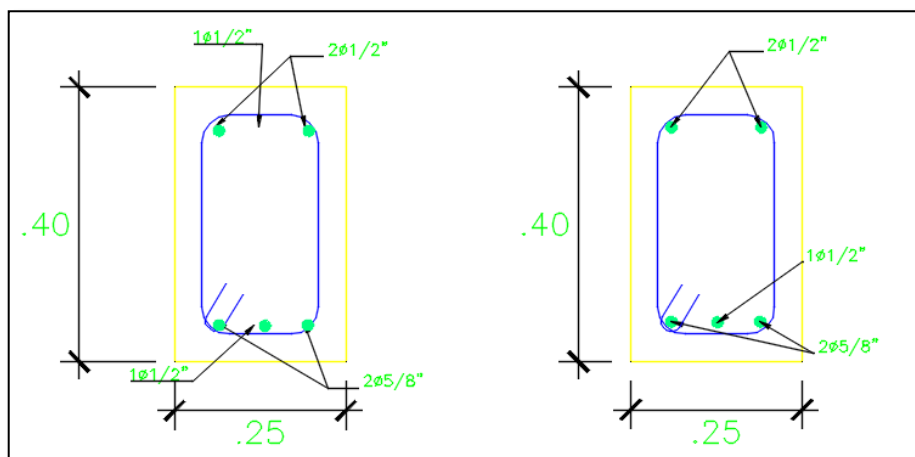


Fuente: Elaboración Propia, (2017)

### Vigas

|                                   |   |                        |
|-----------------------------------|---|------------------------|
| Identificador                     | : | V. P 101 (0.25 X 0.40) |
| Base                              | : | 0.25 m                 |
| Altura                            | : | 0.40 m                 |
| Reforzamiento horizontal Superior | : | 2.54 cm <sup>2</sup>   |
| Reforzamiento horizontal Inferior | : | 5.23 cm <sup>2</sup>   |
| Estribos                          | : | 0.71 cm <sup>2</sup>   |

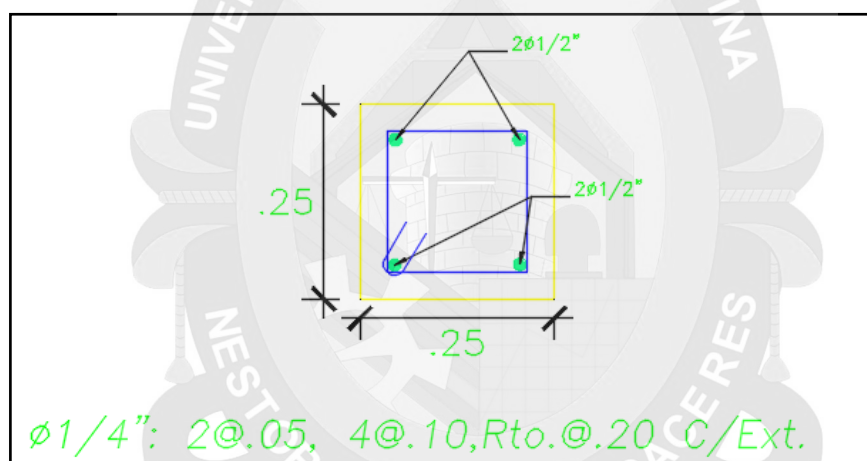
Figura 12. Esquema de la viga V.P 101



Fuente: Elaboración Propia, (2017)

|                                   |   |                               |
|-----------------------------------|---|-------------------------------|
| Identificador                     | : | <b>V.CH 102 (0.25 X 0.25)</b> |
| Base                              | : | 0.25 m                        |
| Altura                            | : | 0.25 m                        |
| Reforzamiento horizontal Superior | : | 2.54 cm2                      |
| Reforzamiento horizontal Inferior | : | 2.54 cm2                      |
| Estribos                          | : | 0.71 cm2                      |

Figura 13. Esquema de la viga V.CH 102

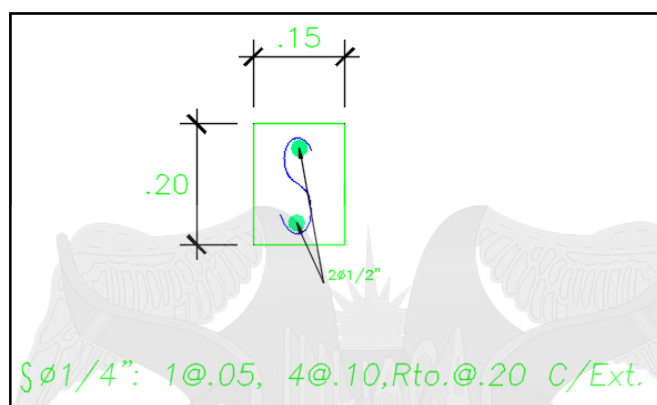


*Fuente: Elaboración Propia, (2017)*

|                                   |   |                           |
|-----------------------------------|---|---------------------------|
| Identificador                     | : | <b>V. B (0.15 X 0.20)</b> |
| Base                              | : | 0.15 m                    |
| Altura                            | : | 0.20 m                    |
| Reforzamiento horizontal Superior | : | 1.27 cm2                  |
| Reforzamiento horizontal Inferior | : | 1.27 cm2                  |
| Estribos                          | : | 0.71 cm2                  |



Figura 14. Esquema de la viga V.B.

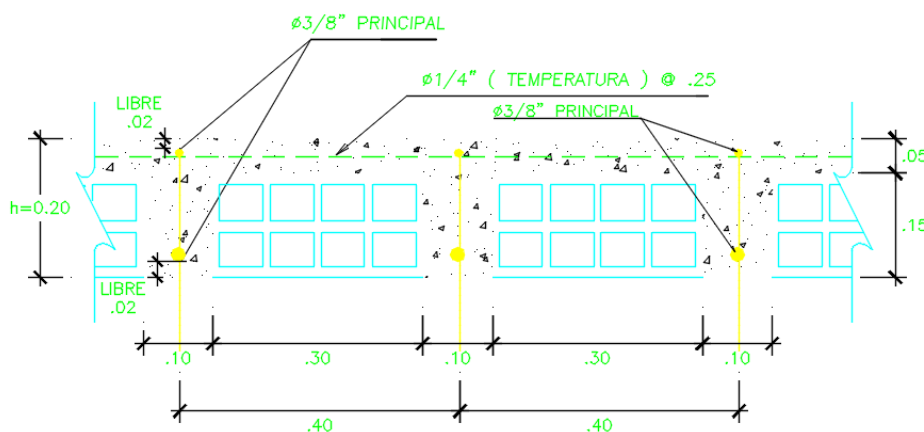


Fuente: Elaboración Propia, (2017)

### Losas aligeradas

|                             |   |                      |
|-----------------------------|---|----------------------|
| Identificador               | : | <b>ALIG. DIREC 2</b> |
| Base                        | : | 0.40 m               |
| Altura                      | : | 0.20 m               |
| Altura de Losa Maciza       | : | 0.05 m               |
| Altura de ladrillo de techo | : | 0.15 m               |
| Ancho de Vigueta            | : | 0.10 m               |
| Altura de Vigueta           | : | 0.20 m               |

Figura 15. Esquema de losa aligerada en una dirección

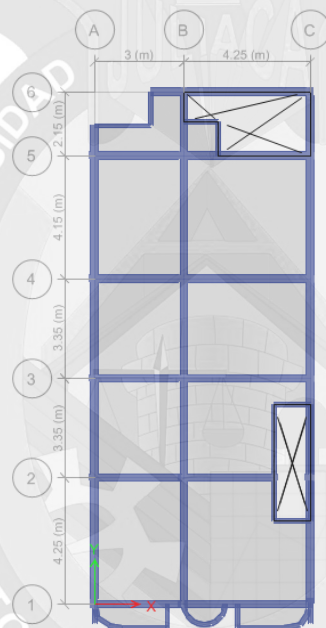


Fuente: Elaboración Propia, (2017)

### 3.3.3 DIBUJO

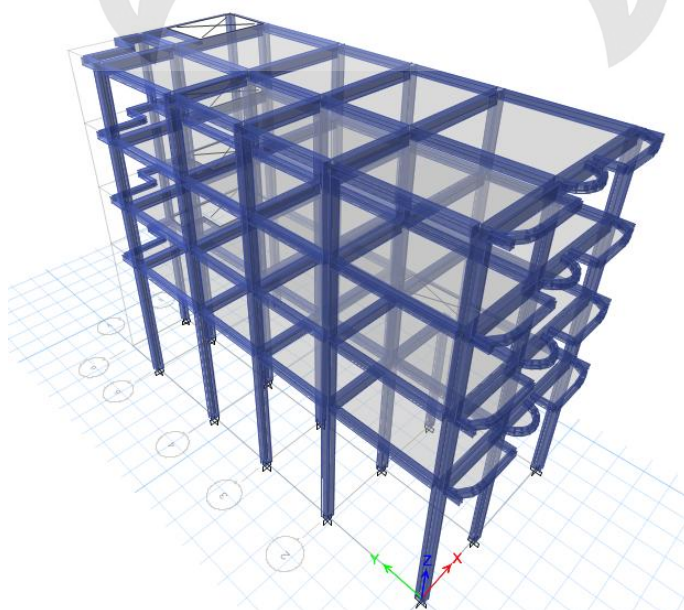
Luego de tener los materiales y secciones se procede a realizar el dibujo en el programa de ETABS 2016 versión 16.0.0 tras realizar el dibujo se muestra como las siguientes Figura 16 y Figura 17.

Figura 16. Vista en planta del dibujo en el programa ETABS.



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Figura 17. Vista en 3D del dibujo en el programa



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

### 3.3.4 ASIGNACIÓN DE PATRONES DE CARGA

Los tipos de carga que actuarán en la edificación que se definen mediante patrones de carga. Los patrones de carga que crearemos son los siguientes:

- **Peso Propio:** Lo proporciona y calcula el programa, llevará como nombre "Peso Propio" y será del tipo "Dead"; no se asignará carga a este patrón.
- **Carga Muerta:** Proporcionada por el peso de elementos y materiales en el edificio, tales como luminarias, acabados de cielo raso, piso terminado, tabiquerías internas como muros de subdivisión, etc. Su nombre será "CM" y será del tipo "Super Dead". Estos Valores serán tomados de la norma E-020 Cargas.
- **Carga Viva de Entrepiso:** Esta dado por los componentes móviles en el edificio, tales como, escritorios, estantes, etc. Su nombre será "C.V" y será del tipo "Reducible Live". Estos valores serán tomados de la norma E-020 Cargas.
- **Carga viva de Techo:** Generalmente considera el peso de las personas que intervendrán en la colocación de las luminarias, acabados, colocación de coberturas e instrumentos. Su nombre será "C.V techo" y será del tipo "Roof Live". Estos valores serán tomados de la norma E-020 Cargas.

En el siguiente Tabla 9 se muestran las cargas muertas que se adicionará en la edificación. Para la cual se desarrolla el siguiente cálculo para cargas por muros de albañilería que nos sirve de subdivisión de ambientes, tienen pesos considerados. Incluyendo tarrajes, iguales a 14 kg/m<sup>2</sup> por centímetro de espesor de muro.

$$14 \text{ kg/m}^2 \times 15 \text{ cm} = 210$$

$$\text{Altura efectiva} = 2.7 - 0.20 = 2.5 \text{ m}$$

$210 \times 2.5 = 525 \text{ kg/m}$ , buscamos en la Tabla 9, para luego encontrar la carga equivalente que es  $210 \text{ Kg/m}^2$ .

Tabla 9. Peso de los tabiques

| Peso del tabique (Kg/m) | Carga Equivalente (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|--|
| <74                     | 30                                     |
| 75 – 149                | 60                                     |
| 150 – 249               | 90                                     |
| 250 – 399               | 150                                    |
| 400 – 549               | 210                                    |
| 550 – 699               | 270                                    |
| 700 – 849               | 330                                    |
| 850 – 1000              | 390                                    |

Fuente: Elaboración Propia, (2017)

Tabla 10. Cargas aplicadas a la estructura, cargas muertas por piso

| Nivel         | Carga Aplicada (Carga Muerta Kg/m <sup>2</sup> ) |
|---------------|--|
| Primer Nivel  | -  |
| Segundo Nivel | 210  |
| Tercer Nivel  | 210  |
| Cuarto Nivel  | 210  |
| Azotea        | -  |

Fuente: Elaboración Propia, (2017)

En el siguiente Tabla 11 se muestran las cargas viva de entrepiso y carga viva de techo que fueron tomados de la (tabla 1, cargas vivas mínimas repartidas norma E-020 Cargas del RNE) de acuerdo con ocupación o uso.

Tabla 11. Cargas aplicadas, cargas vivas de entrepiso y techo

| Nivel         | Ocupación o Uso         | Cargas Viva de Entrepiso (Kg/m <sup>2</sup> ) | Tipo de Carga viva      |
|---------------|-------------------------|---|-------------------------|
| Primer nivel  | Comercio                | -   | Ninguno                 |
| Segundo Nivel | Salón de usos múltiples | 400   | Carga viva de entrepiso |
| Tercer Nivel  | Viviendas               | 200   | Carga viva de entrepiso |
| Cuarto Nivel  | Viviendas               | 200   | Carga viva de entrepiso |
| Azotea        | Azotea                  | 100   | Carga viva de techo     |

*Fuente: NTE-020, (2016)*

También podemos crear un patrón de carga sísmica que representara el cortante estático en la base de la edificación y se calcula de manera automática por el programa. Para hacer esto creamos un patrón de carga del tipo "Seismic" llamada "sismo X", que nos representara la cortante estático en la dirección X de análisis.

### 3.3.5 CALCULO DEL PESO SÍSMICO EFECTIVO SEGÚN LA NTE

#### E-030

El peso Sísmico efectivo de la edificación se determina en concordancia con el artículo 4.3 de la norma NTE E-030.

Como la edificación tendrá uso múltiple y por ser mayormente para viviendas, entonces de acuerdo con la tabla N° 5 de la NTE E-030, la categoría de la edificación que le corresponde es del tipo C. luego de acuerdo con lo anterior, debemos usar el ítem b y ítem d del artículo 4.3 de la NTE E-030.

A manera de fórmula, el peso sísmico efectivo de la edificación, P. se determinará como:

$$P = (\text{Peso Propio} + CM) + 0.25 C.V. + 0.25 C.V. \text{techo}$$



Los resultados y comprobación de esto se verificarán al terminar el modelamiento y correr el análisis el programa ETABS 2016 versión 16.0.0 realiza de manera automática dicho calculo con los datos ingresados.

### 3.3.6 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

#### 3.3.6.1 ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS

##### EQUIVALENTES

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

##### 3.3.6.1.1 CALCULO DE FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Para determinar el cortante en la base  $V$ , de la edificación, debemos recurrir a la expresión mostrada en el artículo 4.5.2 de la NTE E-030 que mostraremos a continuación.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \times P$$

Además, deberá cumplirse con:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

La manera correcta de determinar el Cortante en la Base de la Edificación es la siguiente.

#### 1. Determinar el Periodo Fundamental, $T$ , de la edificación.

Recurrimos al artículo 4.5.4 de la NTE E-030 que mostramos a continuación.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde  $C_T = 35$ , según el ítem a del artículo mencionado

$h_n = 11.2 \text{ m}$  Altura total

Reemplazando  $T = \frac{11.2}{35} = 0.32 \text{ seg}$

## 2. Determinación de parámetros

Tabla 12. Factor de zona "Z"

| Zona   | Z    |
|--------|------|
| Zona 3 | 0.35 |

Fuente: NTE-030, (2016)

Tabla 13. Factor de suelo "S"

| Tipo  | Descripción        | S    | $T_p$ | $T_L$ |
|-------|--------------------|------|-------|-------|
| $S_2$ | Suelos intermedios | 1.15 | 0.60  | 2.00  |

Fuente: NTE-030, (2016)

Tabla 14. Irregularidades estructurales en altura

| Irregularidades estructurales en altura            | la Dir. XX | la Dir. YY |
|--|------------|------------|
| Irregularidad de rigidez – Piso blando             | 1.0        | 1.0        |
| Irregularidad de resistencia- Piso débil           | 1.0        | 1.0        |
| Irregularidad extrema de rigidez                   | 1.0        | 1.0        |
| Irregularidad extrema de resistencia               | 1.0        | 1.0        |
| Irregularidad de masa o peso                       | 1.0        | 1.0        |
| Irregularidad geométrica vertical                  | 1.0        | 1.0        |
| Discontinuidad en los sistemas resistentes         | 1.0        | 1.0        |
| Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes | 1.0        | 1.0        |
| Se toma el valor más crítico                       | 1.0        | 1.0        |

Fuente: NTE-030, (2016)

Tabla 15. Factor de uso "U"

| Categoría                 | U    |
|---------------------------|------|
| "C" edificaciones comunes | 1.00 |

Fuente: NTE-030, (2016)

Tabla 16. Factor de sistema estructural "R"

| Dirección     | Sistema estructural         | Ro |
|---------------|-----------------------------|----|
| Dirección X-X | Pórticos de concreto armado | 8  |
| Dirección Y-Y | Pórticos de concreto armado | 8  |

Fuente: NTE-030, (2016)

Tabla 17. Irregularidades estructurales en planta

| Irregularidades estructurales en planta | Ip Dir. X-X | Ip Dir. Y-Y |
|---|-------------|-------------|
| Irregularidad torsional                 | 1.0         | 1.0         |
| Irregularidad torsional extrema         | 1.0         | 1.0         |
| Esquinas entrantes                      | 1.0         | 1.0         |
| Discontinuidad del diafragma            | 1.0         | 1.0         |
| Sistemas no paralelos                   | 1.0         | 1.0         |
| Se toma el valor más crítico            | 1.0         | 1.0         |

Fuente: NTE-030, (2016)

Tabla 18. Resumen de parámetros

| Datos          | Factores | Datos | Dir. X-X | Dir. Y-Y |
|----------------|----------|-------|----------|----------|
| Z              | 0.35     | Ro    | 8        | 8        |
| U              | 1        | la    | 1.0      | 1.0      |
| S              | 1.15     | lp    | 1.0      | 1.0      |
| Tp             | 0.60     | R     | 8        | 8        |
| T <sub>L</sub> | 2.00     |       |          |          |

Fuente: NTE-030, (2016)

3. Calcular el valor del factor de amplificación sísmica,  $C$ , en concordancia con el tipo de suelo, mediante la expresión del artículo 2.5 de la NTE E-030.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left( \frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$

$$0.32 < 0.60 \quad \therefore C = 2.5$$

4. Evaluando el valor de  $C/R$

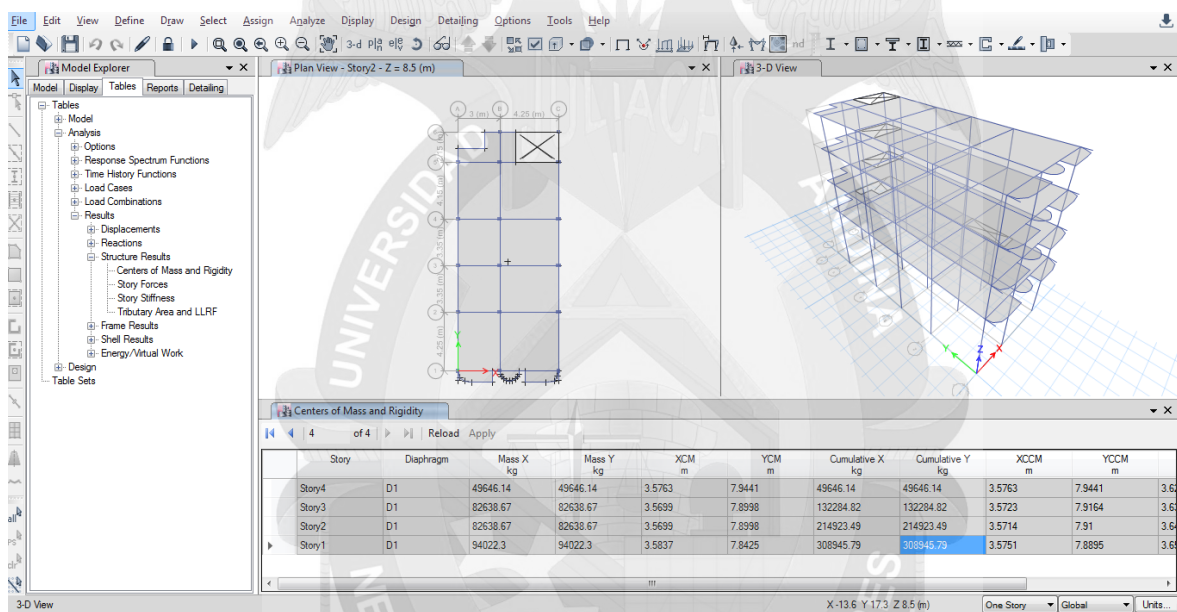
$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{8} = 0.3125 \geq 0.125$$

5. Determinar el valor de  $\frac{ZUCS}{R}$

$$ZUS \frac{C}{R} = (0.35)(1.00)(1.15)(0.3125) = 0.125781$$

En el programa, este dato es ingresado para calcular la cortante en la base.

Figura 18. Masas sísmicas efectivas de la edificación



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Tabla 19. Centro de masas y rigidices

| Centers of Mass and Rigidity |           |                |                |            |            |                      |                      |             |             |            |            |
|------------------------------|-----------|----------------|----------------|------------|------------|----------------------|----------------------|-------------|-------------|------------|------------|
| Story                        | Diaphragm | Mass X<br>(Kg) | Mass Y<br>(Kg) | XCM<br>(m) | YCM<br>(m) | Cumulative X<br>(Kg) | Cumulative Y<br>(Kg) | XCCM<br>(m) | YCCM<br>(m) | XCR<br>(m) | YCR<br>(m) |
| Story 4                      | D1        | 49646          | 49646          | 3.5763     | 7.9441     | 49646.14             | 49646.14             | 3.5763      | 7.9441      | 3.6209     | 8.2821     |
| Story 3                      | D2        | 82639          | 82639          | 3.5699     | 7.8998     | 132284.82            | 132284.82            | 3.5723      | 7.9164      | 3.6352     | 8.3164     |
| Story 2                      | D1        | 82639          | 82639          | 3.5699     | 7.8998     | 214923.49            | 214923.49            | 3.5714      | 7.91        | 3.6478     | 8.3584     |
| Story 1                      | D1        | 94022          | 94022          | 3.5837     | 7.8425     | 30845.79             | 308945.79            | 3.5751      | 7.8895      | 3.6576     | 8.4006     |

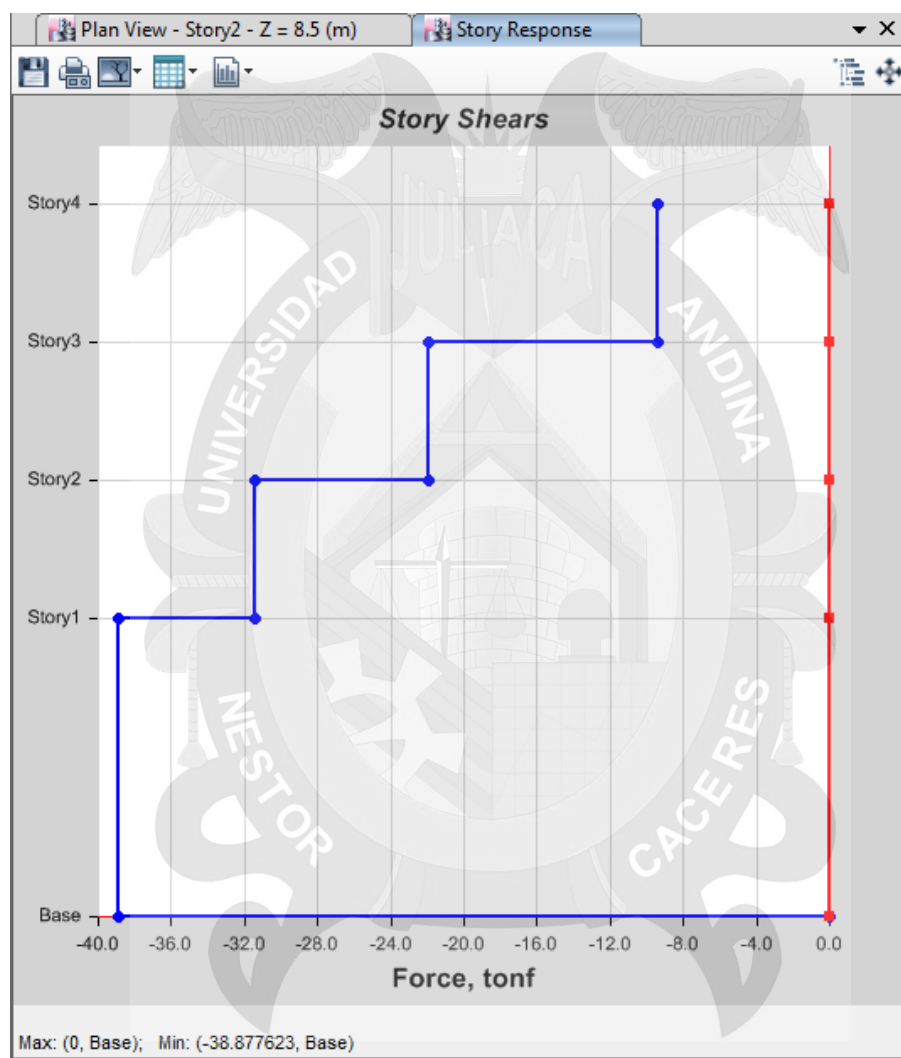
Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

En la Figura 18 y Tabla 19 podemos ver los pesos sísmicos efectivos calculados para cada piso, en la columna "Cumulative" vemos los pesos acumulados que llegan a cada piso, siendo el valor del Peso Sísmico Efectivo de la edificación igual a  $P = 308945.79 \text{ Kg} = 309.95 \text{ Ton}$ . luego, el cortante en la base del edificio será:

$$V = 0.125781 \times 308.95 = 38.86 \text{ Ton}$$

De la misma manera el programa nos proporciona el grafico de la distribución de las fuerzas sísmicas.

Figura 19. Fuerzas sísmicas distribuidas en cada nivel



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

### 3.3.6.2 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

#### 3.3.6.2.1 INCORPORACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

La incorporación del Espectro de Diseño obedece estrictamente a la aplicación del artículo 4.6.2 de la NTE E-030, el cual depende de varios parámetros, tal como se indica a continuación:



$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

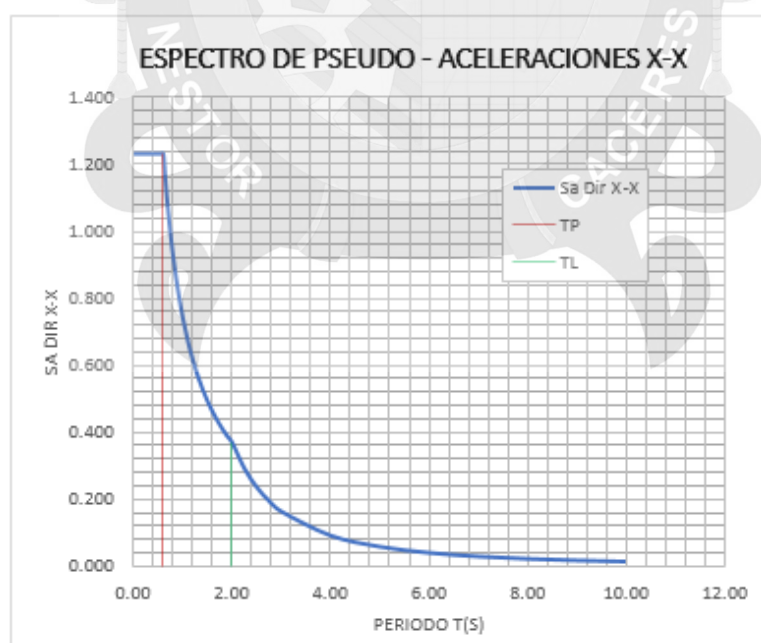
Todo estos parámetros fueron ya mencionados más atrás, entonces el espectro de diseño quedaría graficado tal como se indica en la Figura 20 y Figura 21 , para los parámetros determinados anteriormente:

Tabla 20. Parámetros para graficar el espectro de diseño

| Datos          | Factores | Datos | Dir. X-X | Dir. Y-Y |
|----------------|----------|-------|----------|----------|
| Z              | 0.35     | Ro    | 8        | 8        |
| U              | 1        | Ia    | 1.0      | 1.0      |
| S              | 1.15     | Ip    | 1.0      | 1.0      |
| Tp             | 0.60     | R     | 8        | 8        |
| T <sub>L</sub> | 2.00     |       |          |          |

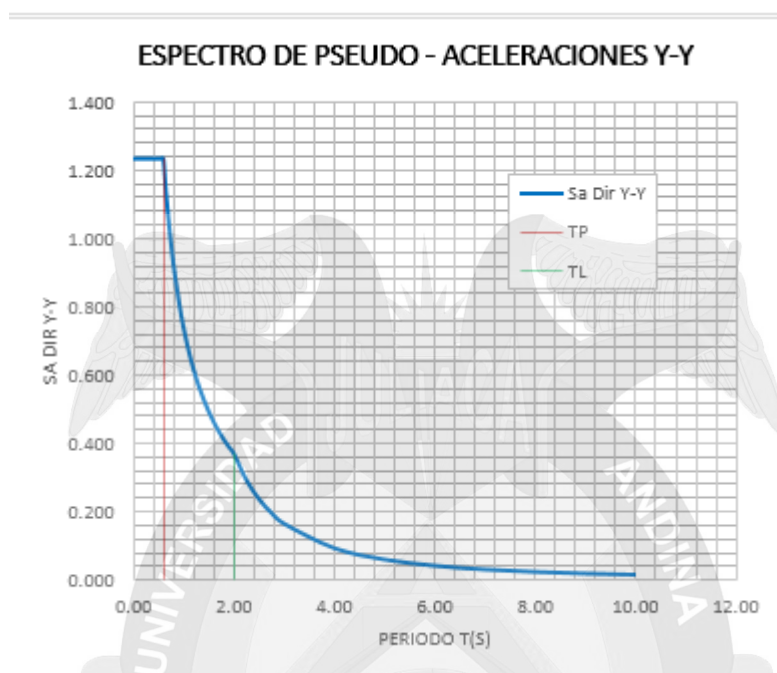
Fuente: NTE-030, (2016)

Figura 20. Espectro de Pseudo – Aceleraciones X-X



Fuente: Elaboración propia, (2017)

Figura 21. Espectro de Pseudo – Aceleraciones Y-Y



Fuente: Elaboración propia, (2017)

Tabla 21. Datos para Espectro de Pseudo – Aceleraciones X-X y Y-Y

| C    | T    | Sa Dir X-X | Sa Dir Y-Y | C    | T     | Sa Dir X-X | Sa Dir Y-Y |
|------|------|------------|------------|------|-------|------------|------------|
| 2.50 | 0.00 | 1.234      | 1.234      | 1.67 | 0.90  | 0.823      | 0.823      |
| 2.50 | 0.02 | 1.234      | 1.234      | 1.58 | 0.95  | 0.779      | 0.779      |
| 2.50 | 0.04 | 1.234      | 1.234      | 1.50 | 1.00  | 0.740      | 0.740      |
| 2.50 | 0.06 | 1.234      | 1.234      | 1.36 | 1.10  | 0.673      | 0.673      |
| 2.50 | 0.08 | 1.234      | 1.234      | 1.25 | 1.20  | 0.617      | 0.617      |
| 2.50 | 0.10 | 1.234      | 1.234      | 1.15 | 1.30  | 0.569      | 0.569      |
| 2.50 | 0.12 | 1.234      | 1.234      | 1.07 | 1.40  | 0.529      | 0.529      |
| 2.50 | 0.14 | 1.234      | 1.234      | 1.00 | 1.50  | 0.494      | 0.494      |
| 2.50 | 0.16 | 1.234      | 1.234      | 0.94 | 1.60  | 0.463      | 0.463      |
| 2.50 | 0.18 | 1.234      | 1.234      | 0.88 | 1.70  | 0.435      | 0.435      |
| 2.50 | 0.20 | 1.234      | 1.234      | 0.83 | 1.80  | 0.411      | 0.411      |
| 2.50 | 0.25 | 1.234      | 1.234      | 0.79 | 1.90  | 0.390      | 0.390      |
| 2.50 | 0.30 | 1.234      | 1.234      | 0.75 | 2.00  | 0.370      | 0.370      |
| 2.50 | 0.35 | 1.234      | 1.234      | 0.59 | 2.25  | 0.292      | 0.292      |
| 2.50 | 0.40 | 1.234      | 1.234      | 0.48 | 2.50  | 0.237      | 0.237      |
| 2.50 | 0.45 | 1.234      | 1.234      | 0.40 | 2.75  | 0.196      | 0.196      |
| 2.50 | 0.50 | 1.234      | 1.234      | 0.33 | 3.00  | 0.165      | 0.165      |
| 2.50 | 0.55 | 1.234      | 1.234      | 0.19 | 4.00  | 0.093      | 0.093      |
| 2.50 | 0.60 | 1.234      | 1.234      | 0.12 | 5.00  | 0.059      | 0.059      |
| 2.31 | 0.65 | 1.139      | 1.139      | 0.08 | 6.00  | 0.041      | 0.041      |
| 2.14 | 0.70 | 1.058      | 1.058      | 0.06 | 7.00  | 0.030      | 0.030      |
| 2.00 | 0.75 | 0.987      | 0.987      | 0.05 | 8.00  | 0.023      | 0.023      |
| 1.88 | 0.80 | 0.925      | 0.925      | 0.04 | 9.00  | 0.018      | 0.018      |
| 1.76 | 0.85 | 0.871      | 0.871      | 0.03 | 10.00 | 0.015      | 0.015      |

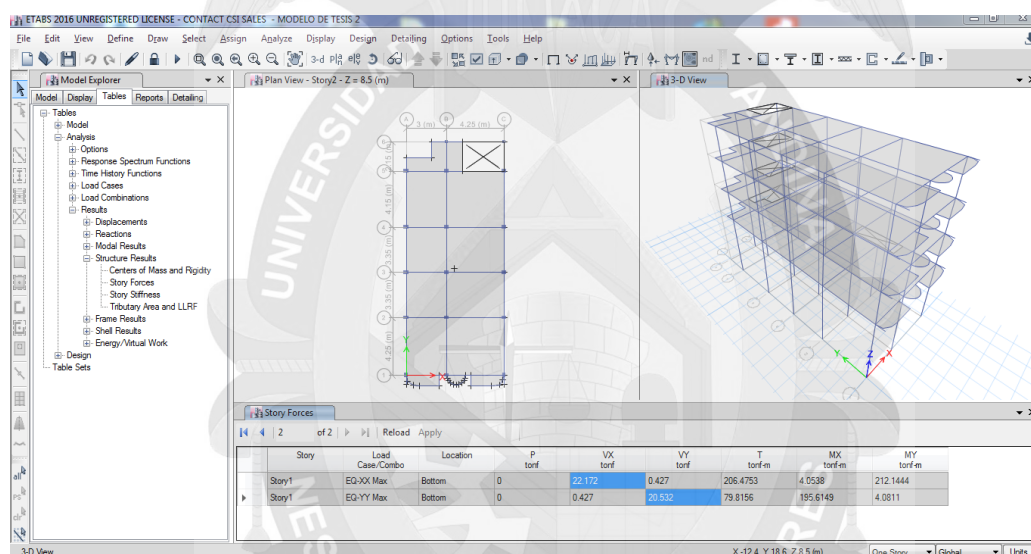
Fuente: Elaboración propia, (2017)

### 3.3.6.2.2 CALCULO DEL CORTANTE DINÁMICO

Para determinar el Cortante Dinámico, producto de las aceleraciones espectrales y formas modales, aplicando combinaciones modales y direccionales de CQC y ABS.

Y se puede visualizar los cortantes dinámicos para cada dirección.

Figura 22. Visualización de cortantes dinámicos en dirección X y Y

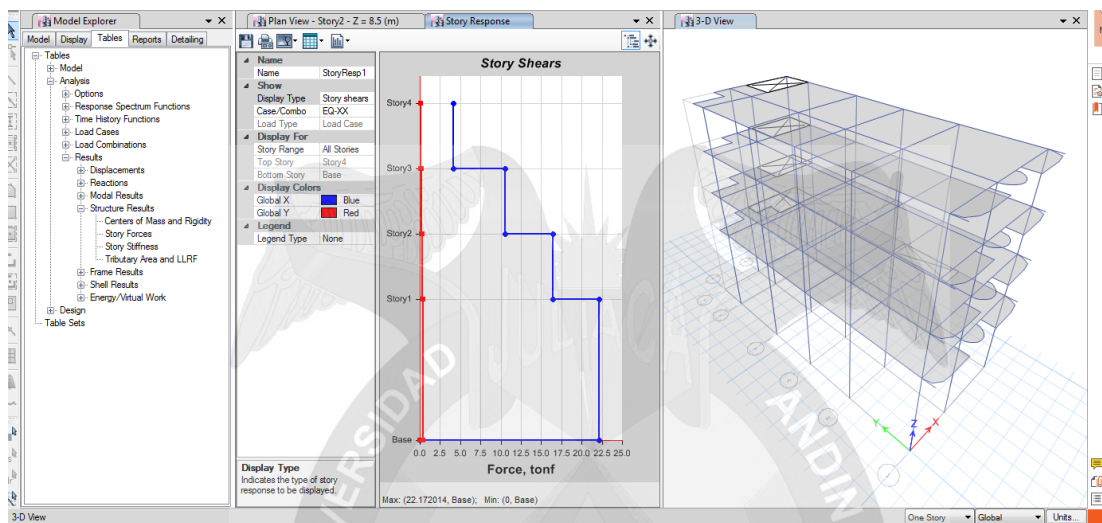


Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Cortante dinámico en la dirección  $V_x = 22.172 \text{ ton}$

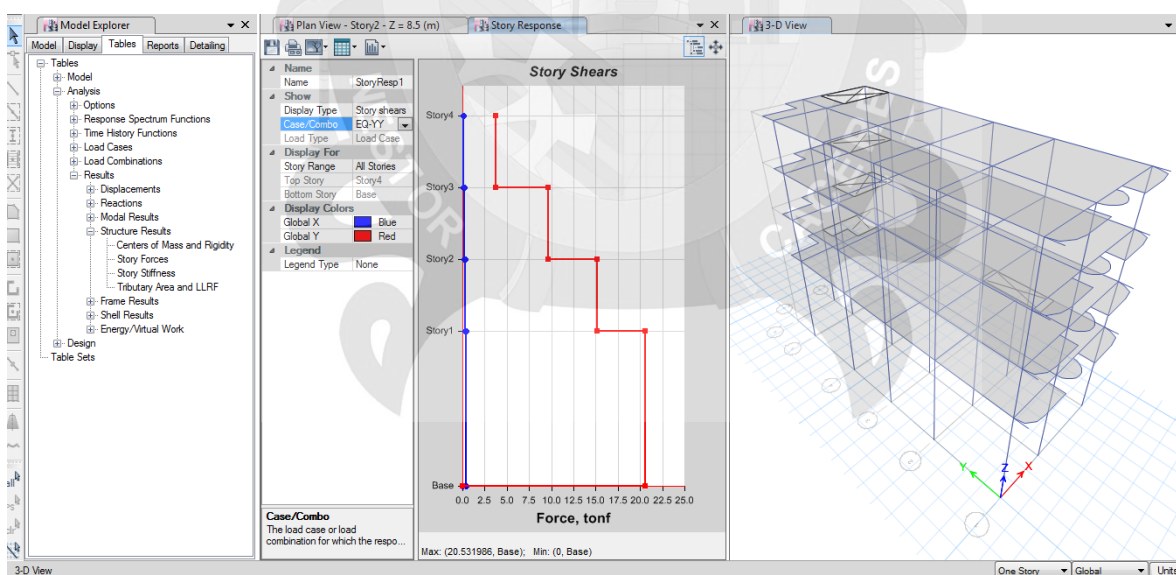
Cortante dinámico en la dirección  $V_y = 20.532 \text{ ton}$

Figura 23. Visualización grafica de distribución de fuerzas sísmicas dinámicas en la  
dirección X



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Figura 24. Visualización grafica de distribución de fuerzas sísmicas dinámicas en la  
dirección Y

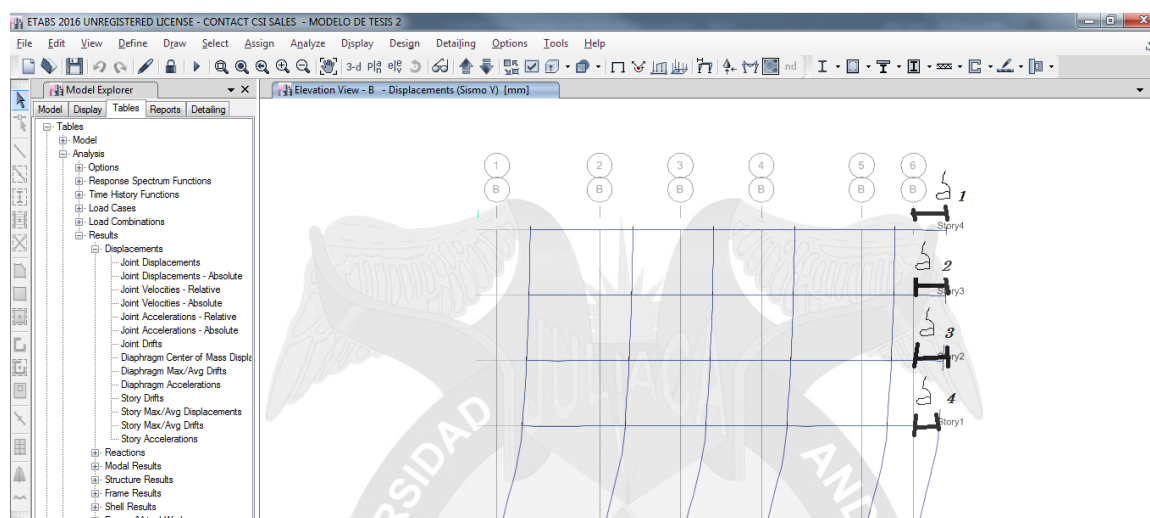


Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

### 3.3.7 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO – NTE E-030

En ETABAS, los desplazamientos son obtenidos de manera visual y en tablas y las derivas de piso, que son desplazamientos relativos de cada piso son calculados de la manera como se indica a continuación  $\delta$

Figura 25. Desplazamientos y derivas de piso



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Para determinar los desplazamientos laterales se seguirá la norma NTE E-030 el artículo 5.1, para lo cual el programa ETABS no proporciona las derivas elásticas, pero esto puede ser calculado con los desplazamientos máximos, con la siguiente expresión.

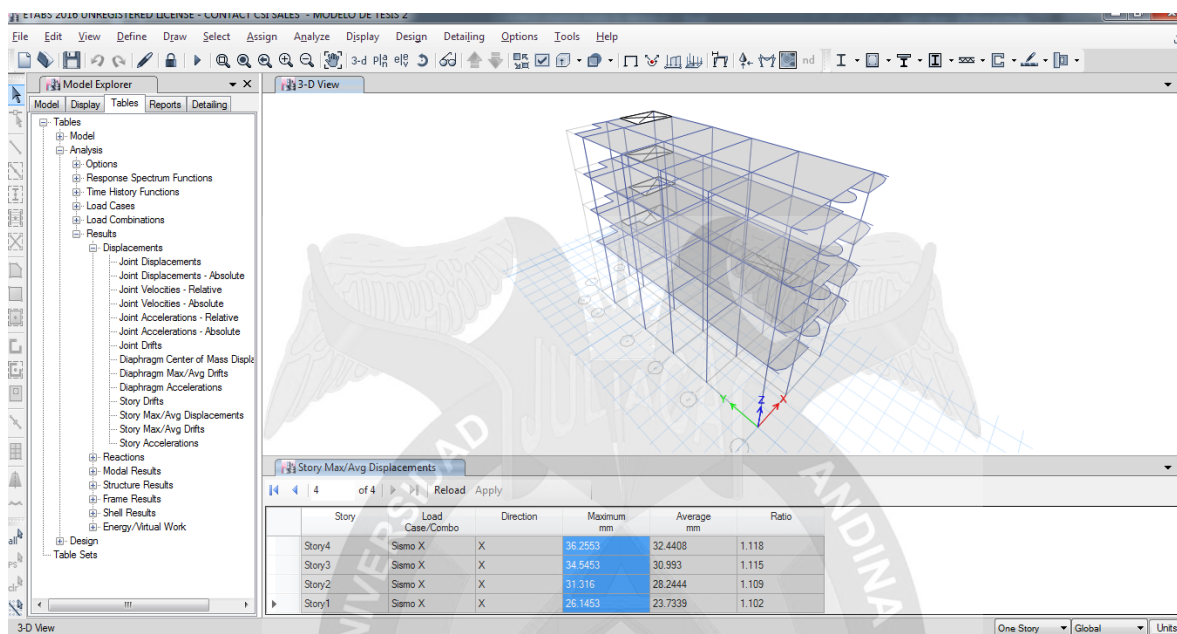
$$\Delta_{elástico-i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

Cuanto ya se tiene las derivas elásticas, se usará la siguiente expresión para calcular las derivas inelásticas. Determinado a partir de artículo 5.1 de la NTE E-030

$$\Delta_{inelástico-i} = 0.75R\Delta_{elástico-i}$$



Figura 26. Desplazamientos máximos de pisos según sismo estático X



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Como se puede observar en la Figura 26, estos desplazamientos nos servirán para calcular las derivas elásticas. Las cuales se muestran en el siguientes Tabla 22 y Tabla 23, en las tablas mencionadas se puede observar que existen las derivas límites que fueron tomados de la (Tabla N° 11 de la NTE E-030). Para su evaluación.

Tabla 22. Derivas según sismo estático X

| Nivel   | Altura m | Desplazamiento mm | Deriva $\Delta$ inelástica | Derivas inelásticas $\Delta$ | Deriva inelástica $\Delta$ (%) | Derivas límite $\Delta$ (%) |
|---------|----------|-------------------|----------------------------|------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| Story 4 | 13.90    | 36.2553           | 0.000633                   | 0.005067                     | 0.5067                         | 0.7                         |
| Story 3 | 11.20    | 34.5453           | 0.001196                   | 0.009568                     | 0.9568                         | 0.7                         |
| Story 2 | 8.50     | 31.316            | 0.001915                   | 0.015321                     | 1.5321                         | 0.7                         |
| Story 1 | 5.80     | 26.1453           | 0.004508                   | 0.036062                     | 3.6062                         | 0.7                         |
| Base    | -        | -                 | -                          | -                            | -                              | -                           |

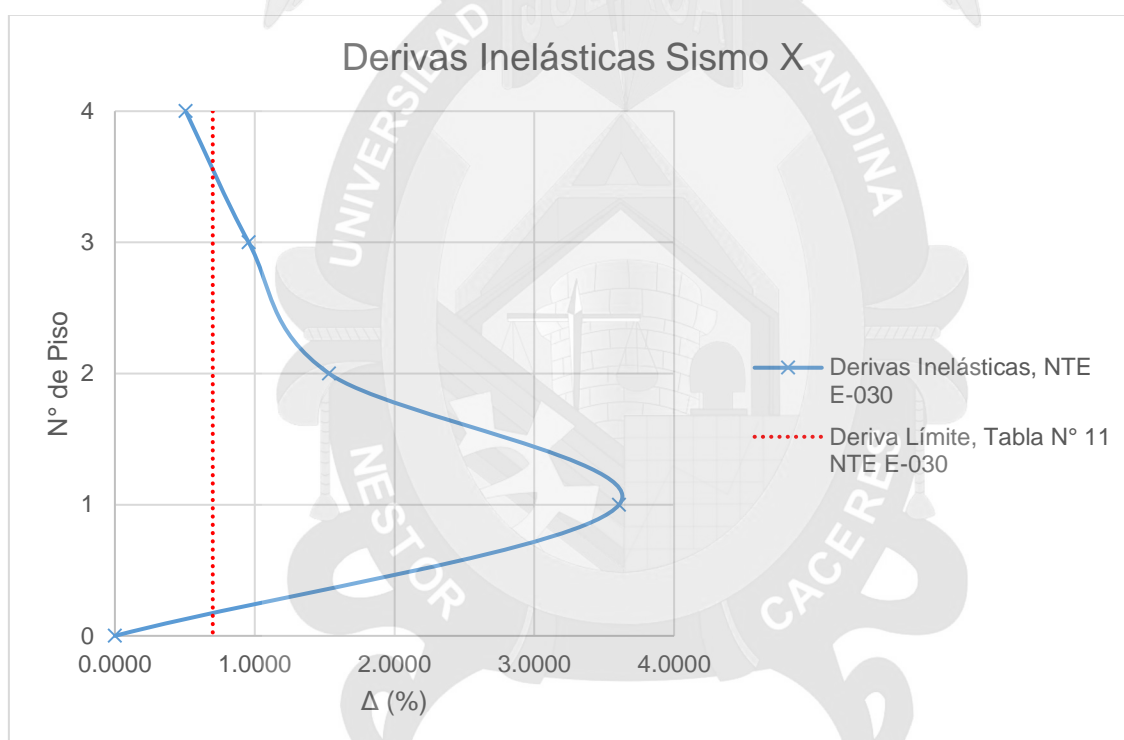
Fuente: Elaboración propia, (2017)

Tabla 23. Derivas según sismo estático Y

| Nivel   | Altura<br>m | Desplazamiento<br>mm | Deriva $\Delta$<br>inelástica | Derivas<br>inelásticas<br>$\Delta$ | Deriva<br>inelástica<br>$\Delta$ (%) | Derivas<br>límite $\Delta$<br>(%) |
|---------|-------------|----------------------|-------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| Story 4 | 13.90       | 47.0345              | 0.000640                      | 0.005123                           | 0.5123                               | 0.7                               |
| Story 3 | 11.20       | 45.3054              | 0.001307                      | 0.010454                           | 1.0454                               | 0.7                               |
| Story 2 | 8.50        | 41.7771              | 0.002195                      | 0.017560                           | 1.7560                               | 0.7                               |
| Story 1 | 5.80        | 35.8505              | 0.006181                      | 0.049449                           | 4.9449                               | 0.7                               |
| Base    | -           | -                    | -                             | -                                  | -                                    | -                                 |

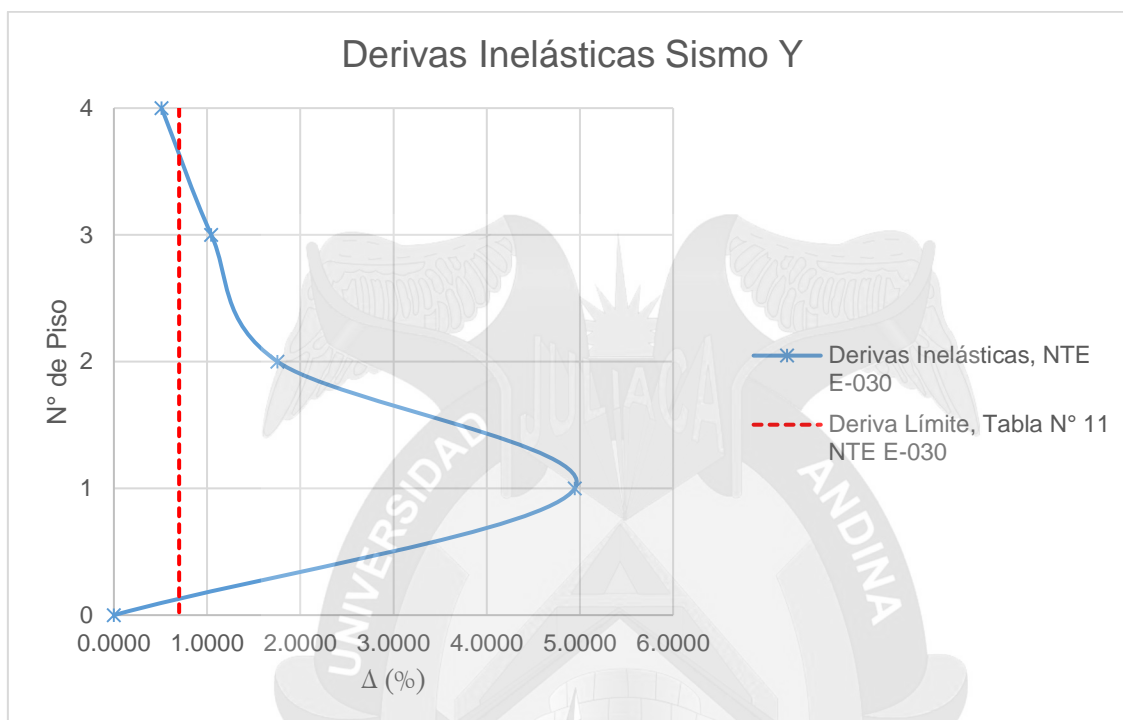
Fuente: Elaboración propia, (2017)

Figura 27. Derivas inelásticas sismo estático X



Fuente: Elaboración propia, (2017)

Figura 28. Derivas inelásticas sismo estático Y



Fuente: Elaboración propia, (2017)

### 3.3.8 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL

**Paso 1:** Después de haber realizado el análisis estático, controlar derivas y modos de vibración, se debe diseñar la estructura para después ser chequeada con sus respectivos elementos y armadura de refuerzo. Para el análisis no lineal la estructura debe estar diseñada completamente, también se puede verificar en estructuras ya construidas, su resistencia y encontrar su capacidad ante un sismo.

**Paso 2:** Asignación de Rótulas plásticas a elementos. Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada "L", el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos. Con el fin de modelar el comportamiento no lineal en cualquier estructura, se debe asignar rótulas plásticas correspondientes a los diferentes elementos

estructurales. Las rótulas plásticas serán asignadas a los siguientes elementos estructurales para comprobar su deformación inelástica esperada:

### Columnas:

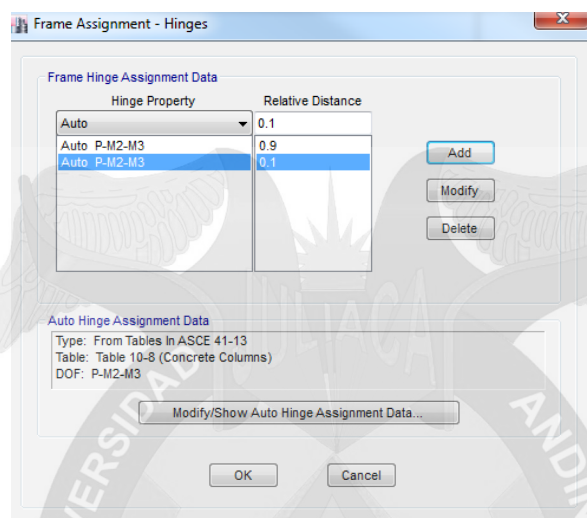
Para garantizar la capacidad de transporte de carga por gravedad en el punto de rendimiento, las rótulas default-PPM se asignarán en los extremos de la columna, y las rótulas generadas por corte se asignarán a un nivel medio de la altura de las columnas. Después de haber seleccionado todas las columnas de la estructura. En la opción "relative Distance" se coloca el porcentaje de la distancia del elemento donde la rótula plástica deberá ir, a un 10% y 90% del total de su longitud. Como se muestran en la siguiente Figura 29 y Figura 30

Figura 29. Asignación de rotulas plásticas a las columnas



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Figura 30. Asignación de rotulas plásticas a las columnas en un 90% y 10% de su longitud total

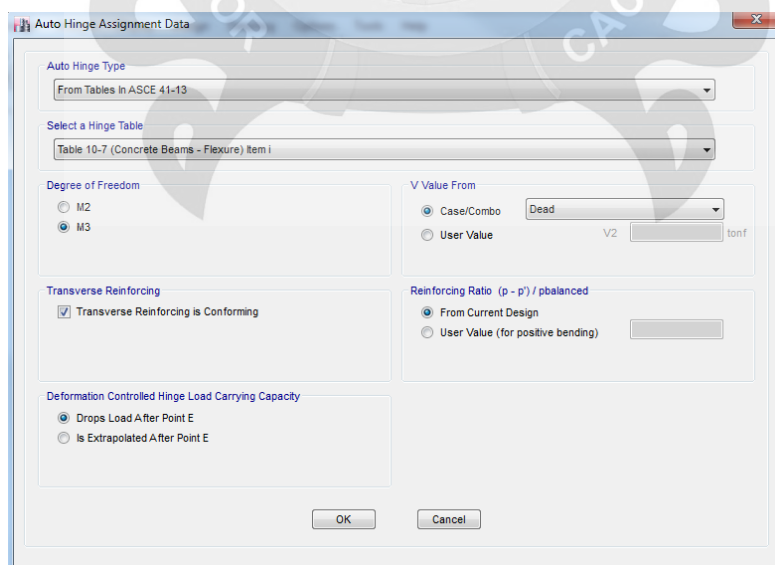


Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

## Vigas:

Se asignará las rotulas default – M3 para cada extremo de las vigas. Como se muestra en el siguiente

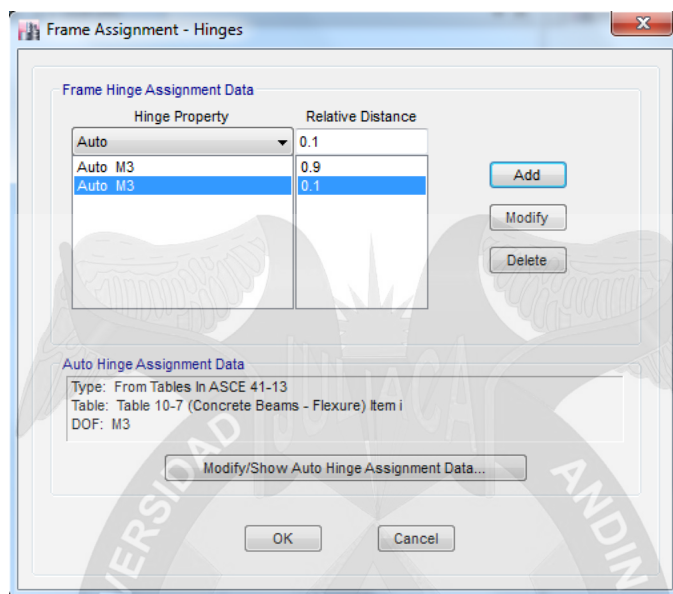
Figura 31. Asignación de rotula plástica en las Vigas



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)



Figura 32 Asignación de rotulas al 90% y 10% del total de la longitud

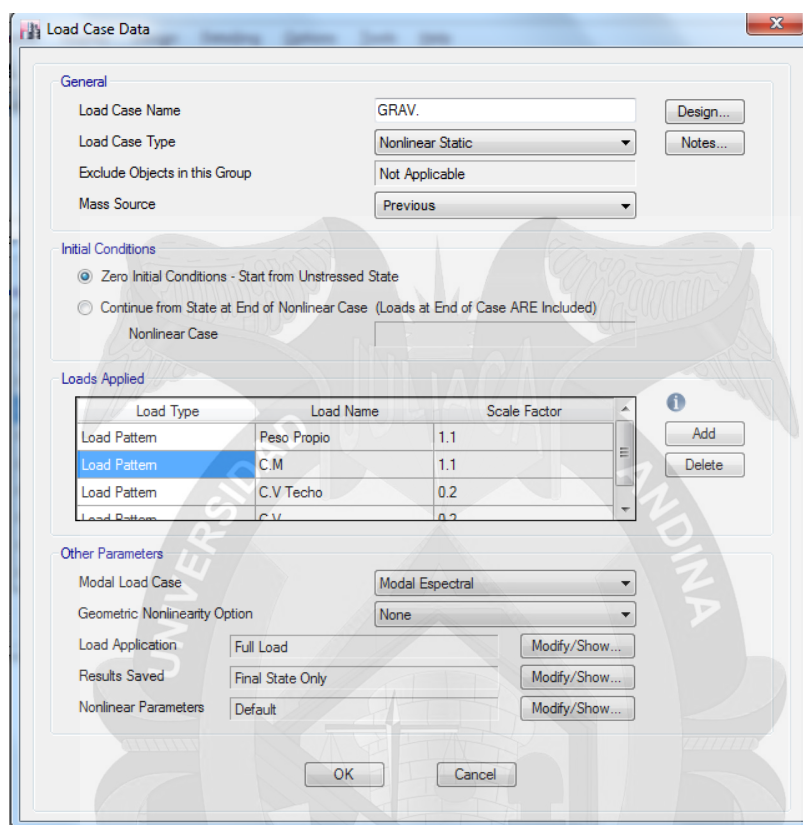


Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

### Paso 3: Definición de estados de carga no lineal

Se crea primero una carga Pushover para cargas gravitacionales considerando el 1.1 de las cargas muertas y propias y el 0.20 de las sobrecargas por cargas vivas. Como se puede observar en la Figura 33.

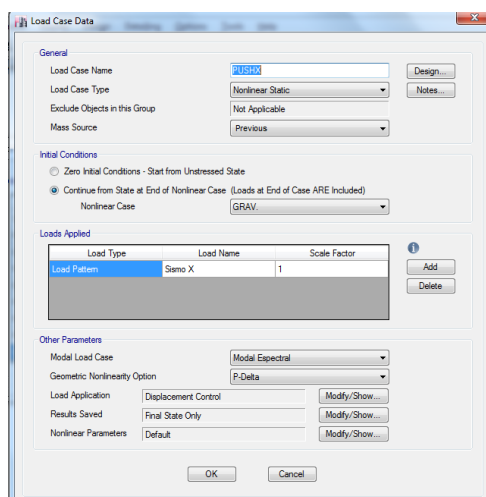
Figura 33. Asignación de cargas Pushover Gravitacional



Fuente: ETABS versión 16.0.0 (2017)

Después de haber creado las cargas Pushover de cargas gravitacionales, se procede a crear las cargas Pushover para los sismos en sentido X y sentido Y, también deben crearse las cargas Pushover Espectral, Patrón lateral de Alturas y Primer modo.

Figura 34. Asignación de carga Pushover en la dirección X

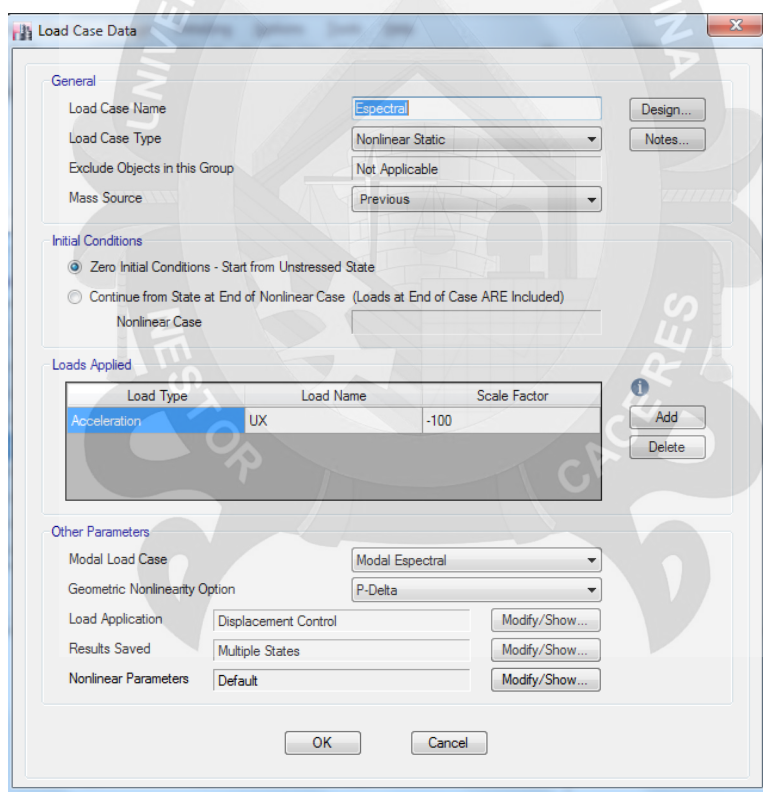


Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

En la opción de Load Name deberá colocarse el sismo estático en el sentido X con una participación del 100% por lo que el factor es 1. De igual manera hacerlo en el sismo en dirección Y, con la variante de U2

La carga Pushover espectral es definido por un tipo de aceleración en la dirección UX con un Factor de escala de -100 para que la estructura llegue a su máxima capacidad. Antes de colapsar lo que no terminara la capacidad de la estructura ante un evento sísmico.

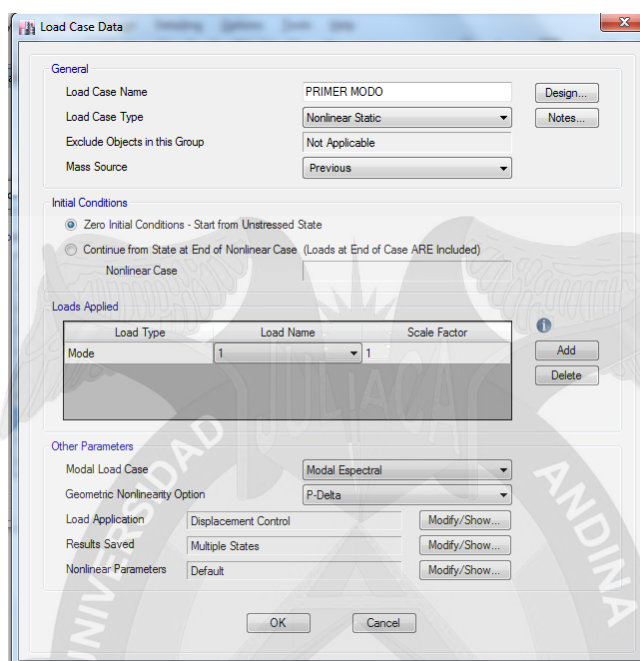
Figura 35. Asignación de carga Pushover espectral



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Carga Pushover de PRIMER MODO este tipo de carga es para un tipo de carga modal iniciando con el primer modo.

Figura 36. Asignación de carga Pushover primer modo



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Carga Pushover Patrón lateral con altura, este tipo de carga es la carga aplicada de forma horizontal a la estructura para inducir al colapso, la carga más elevada se presenta en el techo llegando a 0 en la cimentación. Como muestra en el siguiente Tabla 24.

Tabla 24. Designación de cargas horizontales por piso

| Cargas horizontales |                |                  |                  |
|---------------------|----------------|------------------|------------------|
| Piso                | Altura de Piso | Altura acumulada | Carga horizontal |
| Piso 4              | 2.7            | 13.9             | 1                |
| Piso 3              | 2.7            | 11.2             | 0.81             |
| Piso 2              | 2.7            | 8.5              | 0.42             |
| Piso 1              | 5.8            | 5.8              | 0.42             |
| Base                | 0              | 0                | 0.00             |

Fuente: Elaboración propia, (2017)

Figura 37. Asignación de cargas horizontales aplicados a cada piso

| Story  | Diaphragm | Fx tonf | Fy tonf | Mz tonf-m |
|--------|-----------|---------|---------|-----------|
| Story4 | D1        | 1       | 0       | 0         |
| Story3 | D1        | 0.81    | 0       | 0         |
| Story2 | D1        | 0.61    | 0       | 0         |
| Story1 | D1        | 0.42    | 0       | 0         |

Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Después de tener las cargas horizontales aplicadas por piso estas se colocan como carga Pushover como muestra la siguiente Figura 38.

Figura 38. Asignación de carga Pushover patrón lateral

| Load Type    | Load Name                 | Scale Factor |
|--------------|---------------------------|--------------|
| Load Pattern | Patron Lateral con altura | 1            |

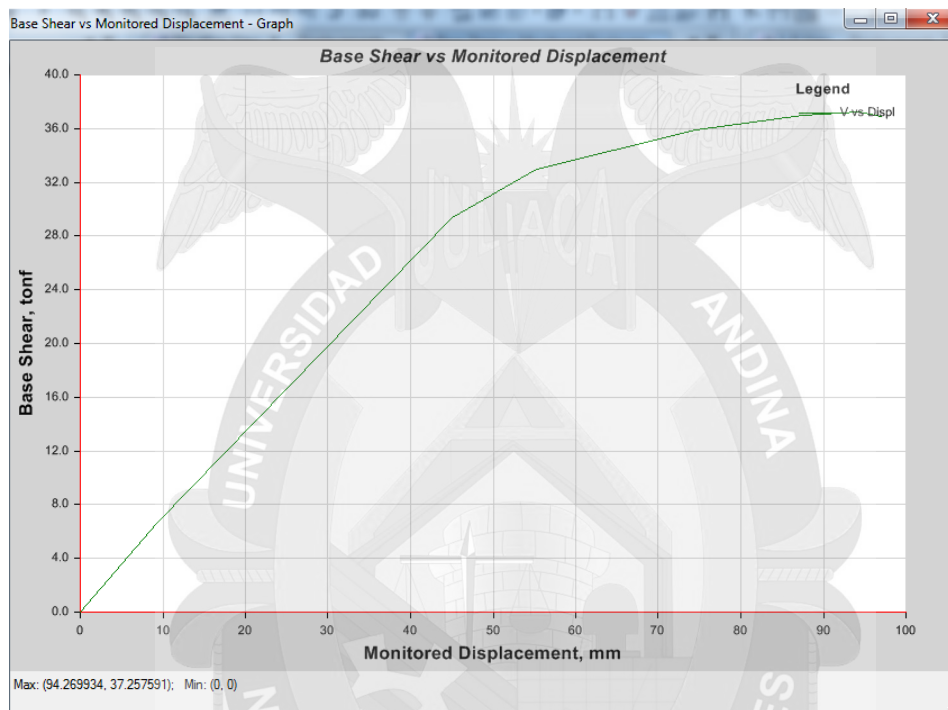
Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

**Paso 4:** Curva de Capacidad. - La capacidad de la estructura se representa gráficamente mediante la curva de Pushover, esta se la gráfica tomando en



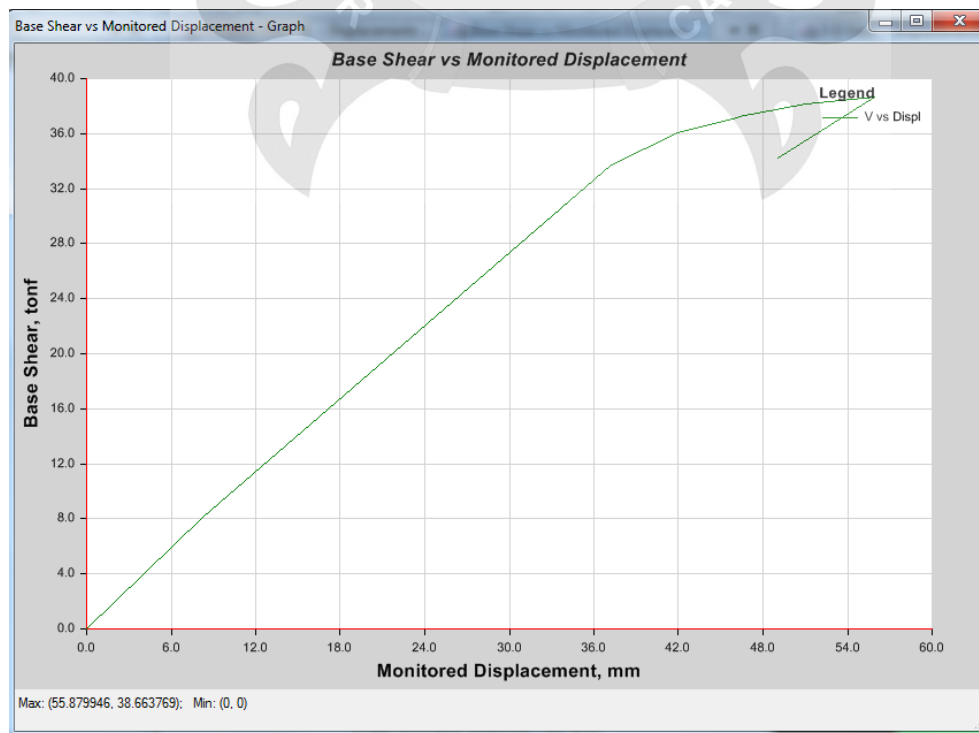
consideración el cortante de la base y el desplazamiento en el nodo de control de la estructura. ETABS permite mostrar la curva de capacidad de la estructura

Figura 39. Curva de Capacidad de la estructura por tipo de carga patrón lateral altura



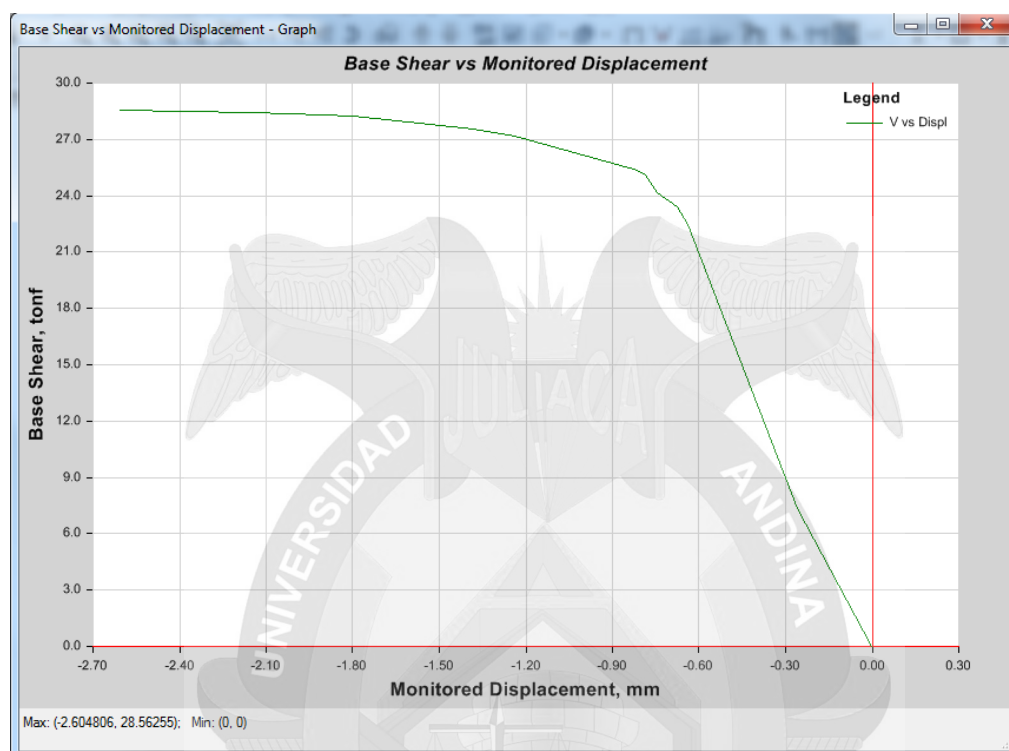
Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Figura 40. Curva de Capacidad de la estructura por tipo de carga Espectral



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Figura 41. Curva de Capacidad de la estructura por tipo de carga Primer Modo



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

### 3.3.9 RESULTADO DE ROTULA PLÁSTICA

La evolución de la falla de los elementos se observa mediante una secuencia de pasos (step) que presenta el programa ETABS, para cada paso elegido por el usuario es posible visualizar el desplazamiento de la estructura y el progreso de las rotulas plásticas. Con este procedimiento es posible plasmar la secuencia de falla de los elementos de la estructura.

El FEMA-273 y el ATC - 40 han desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación y procedimientos para el análisis Pushover. El código FEMA define criterios de fuerza-deformación para las articulaciones usadas en el análisis Pushover, se identifican los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el

comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación.

IO= Ocupación Inmediata

LS= Seguridad de Vida

CP= Prevención de Colapso

los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos IO, LS, CP varían dependiendo del tipo de elemento estructural, así como muchos otros parámetros definidos por el Código FEMA.

Las articulaciones coloreadas indican el estado de las mismas, es decir, dónde se encuentran a largo de su curva fuerza- desplazamiento. La leyenda para los colores de la articulación se incluye en el fondo de la pantalla de ETABS. Los puntos B, IO, LS, CP, C, D y E se muestran como niveles de acuerdo con el estado de la articulación y van de acuerdo con el nivel de desempeño.

A = Origen corresponde a la condición sin carga lateral.

B = Límite de fluencia nominal que corresponde al inicio de daños estructurales.

C = Límite de seguridad estructural.

D = Esfuerzo residual.

E = Colapso. El punto E es un punto que define la máxima deformación más allá de la cual el elemento ya no puede sostener la carga gravitacional.

Figura 42. Rango de colores para verificar el comportamiento de la estructura

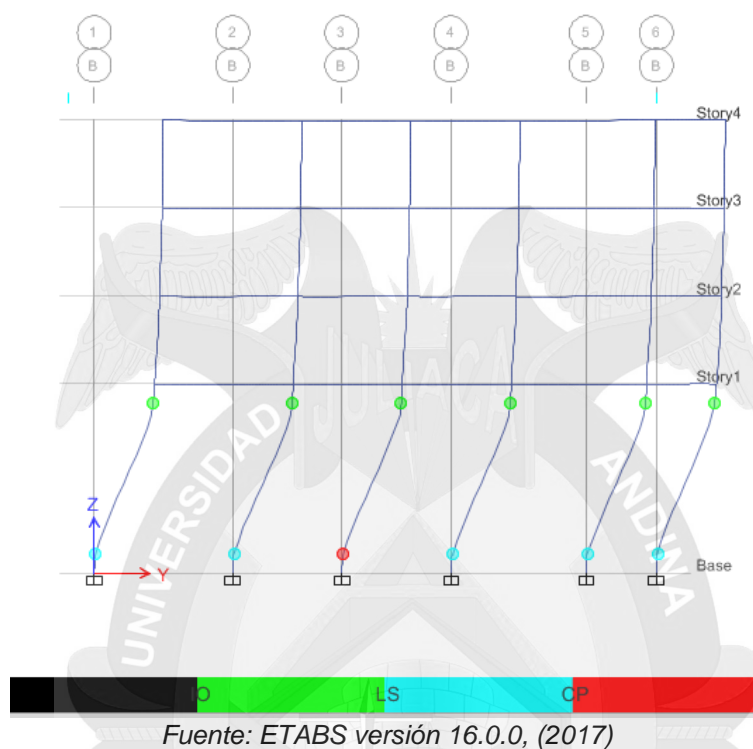
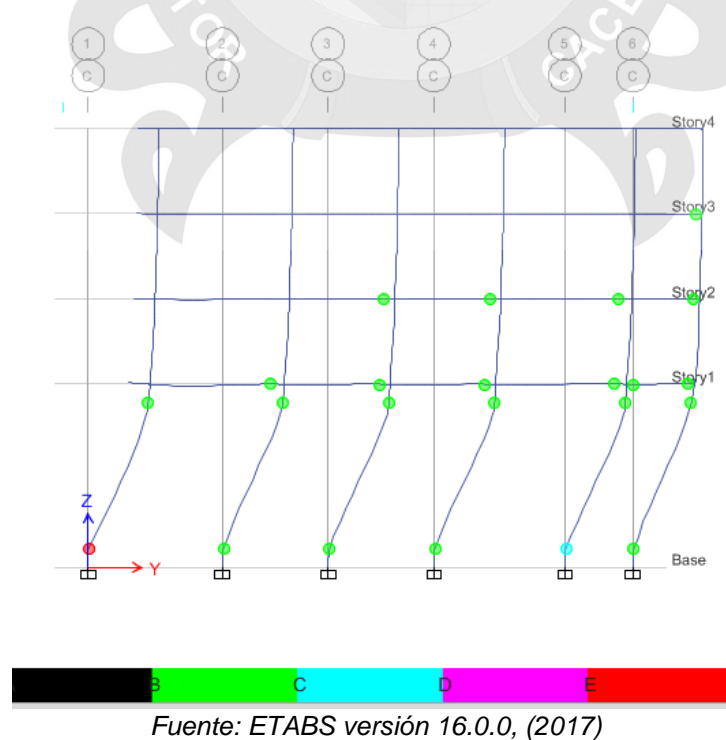


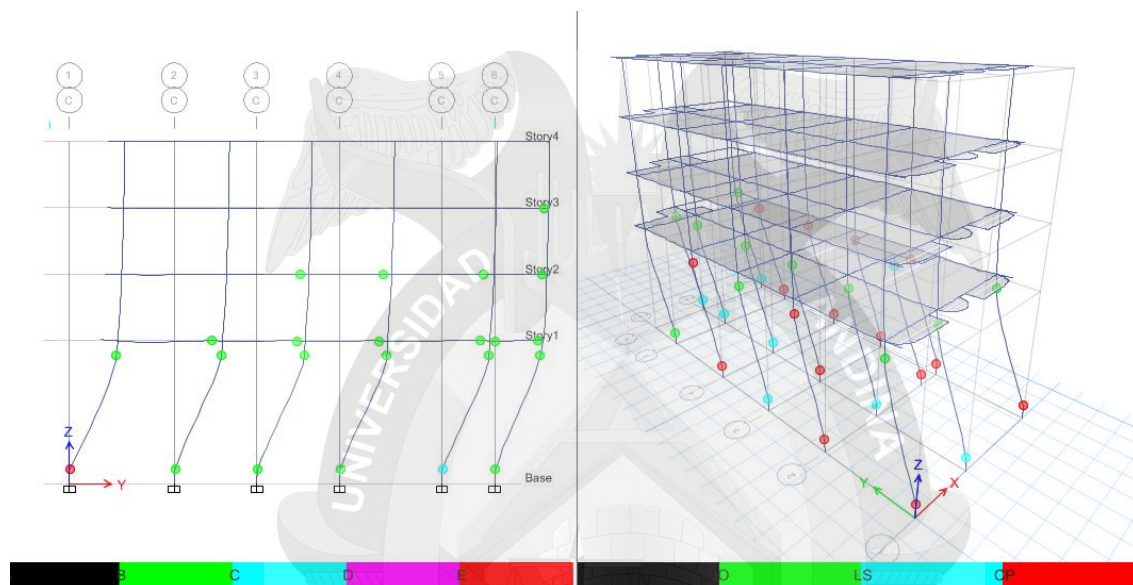
Figura 43. Rango de colores para verificar el comportamiento de la estructura





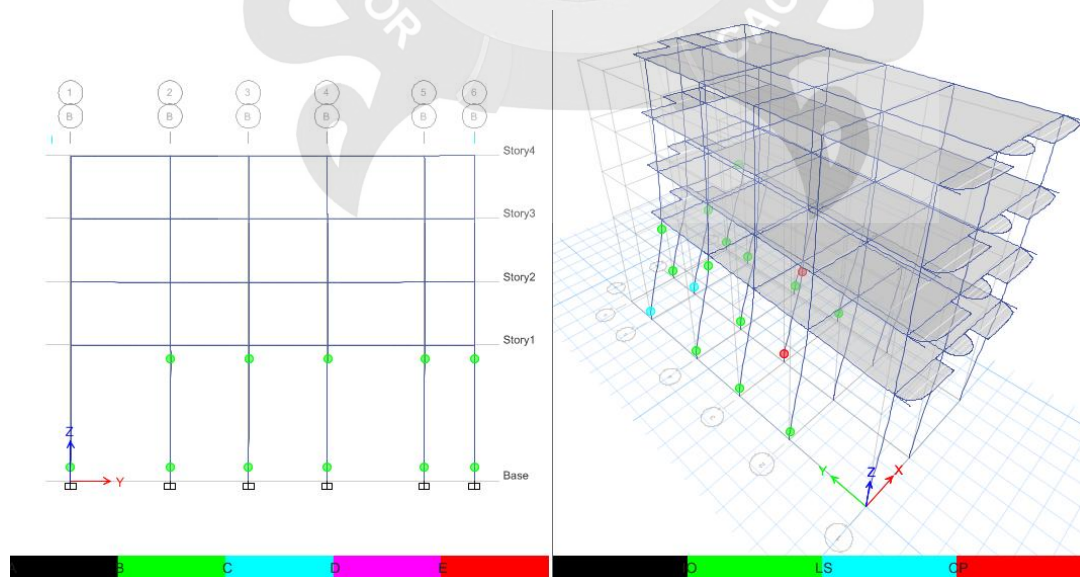
La estructura presenta los siguientes rotulas plásticas de acuerdo con cada una de cargas Pushover

Figura 44. Comportamiento de los elementos estructurales según PushY



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Figura 45. Comportamiento de los elementos estructurales según PushX



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)



### 3.3.10 PUNTO DE DESEMPEÑO

El programa SAP 2000 nos permite visualizar el punto de desempeño de acuerdo con el capítulo 2.2.1.7. como se muestra en los siguientes

Figura 46. Visualización del punto de desempeño según ATC-40, tipo de carga Pushover



Fuente: SAP 2000, (2017)

En la Figura 46, se muestra el cálculo mediante gráficos el punto de desempeño para un tipo de carga Pushover Push X siendo los puntos de desempeño.

$$\text{Punto de Desempeño} = 13.152\text{cm}$$

Figura 47. Visualización del punto de desempeño Según ATC-40, tipo de carga Pushover



Fuente: SAP 2000, (2017)

En la Figura 47, se muestra el cálculo mediante gráficos el punto de desempeño para un tipo de carga Pushover Push Y siendo los puntos de desempeño.

$$\text{Punto de desempeño} = 17.516 \text{ cm}$$

Resumen de puntos de desempeño.

Tabla 25. Resumen de puntos de desempeño

| Carga Pushover | Punto de desempeño (cm) |
|----------------|-------------------------|
| Push X         | 13.512                  |
| Push Y         | 17.516                  |

*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

La tabla muestra los valores límites de los niveles de desempeño correspondiente a la edificación analizada obtenidos a partir del análisis pushover y siguiendo el procedimiento descrito en la sección anterior.

Tabla 26. Valores límites de los niveles de desempeño según ATC-40

| Nivel de desempeño estructural Según ATC-40 | Intervalos para Dt (cm) |
|---|-------------------------|
| Ocupación inmediata                         | $0.6 < D_f \leq 5.1$    |
| Seguridad                                   | $5.1 < D_f \leq 13.47$  |
| Estabilidad estructural                     | $13.47 < D_f \leq 40.1$ |

*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

Tabla 27. Valores límites de los niveles de desempeño según VISION 2000

| Nivel de desempeño estructural Según Visión 2000 | Intervalos para Dt (cm)   |
|--|---------------------------|
| Totalmente Operacional                           | $0.3061 < D_f \leq 0.469$ |
| Operacional                                      | $0.469 < D_f \leq 0.643$  |
| Seguridad  | $0.643 < D_f \leq 14.9$   |
| Próximo Colapso                                  | $14.9 < D_f \leq 20.2$    |

*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

Está claro que, para esta edificación en particular, los dos valores obtenidos para la demanda de desplazamientos caen dentro del intervalo de nivel de desempeño, para los valores límites de desempeño según ATC-40 está en estabilidad

estructural. Sin embargo, para los valores límites según VISION 2000 están dentro de seguridad y próximo al colapso.

### 3.3.11 VERIFICACIÓN DE LÍMITES DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

De acuerdo con la Tabla 6 y Tabla 7. Se procedió a construir el siguiente Tabla 28 y Tabla 29.

Tabla 28. Valores límites de deriva entre piso según ATC-40

| Nivel de Desempeño      | Deriva entre Piso<br>(% altura entre Piso) |
|-------------------------|--|
| Ocupación inmediata     | 0.01                                       |
| Seguridad               | 0.02                                       |
| Estabilidad Estructural | $0.33V_i/p_i$                              |

*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

Tabla 29. Valores límites de deriva entre piso según VISION 2000

| Nivel de Desempeño     | Deriva entre Piso<br>(% altura entre Piso) |
|------------------------|--|
| Totalmente operacional | 0.2  |
| Operacional            | 0.5  |
| Seguridad              | 1.50                                       |
| Próximo al colapso     | 2.50                                       |
| Colapso                | $>2.50$                                    |

*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

De acuerdo con las derivas se construye la Tabla 30.

Tabla 30. Derivas entre Piso

| Piso   | $\delta i$ | $\delta i \%$ |
|--------|------------|---------------|
| Piso 4 | 0.0002722  | 0.027         |
| Piso 3 | 0.001031   | 0.103         |
| Piso 2 | 0.002545   | 0.255         |
| Piso 1 | 0.014106   | 1.411         |

Fuente: ETABS - versión 16.0.0, (2017)

Como se puede observar en la Tabla 30, las derivas máximas de piso se encuentra en el piso 1, por lo tanto es 1.411% comparando con las Tabla 28 y Tabla 29 se puede observar que según ATC-40 está dentro de nivel de desempeño de estabilidad estructural y según VISION 2000 está dentro del nivel de desempeño de Seguridad muy cercano a Próximo al Colapso.

### 3.3.12 VERIFICACIÓN MANUAL DE RESULTADOS OBTENIDOS CON EL SOFTWARE

Para verificar los desplazamientos obtenidos del Software ETABS se realizará una verificación por el método de la rigidez. Para tal caso se tomó el pórtico en los ejes 4-4 entre B-C para el análisis, en la Figura 48 se observa la área tributaria del pórtico en mención.

El área tributaria del pórtico se calcula dividiendo la longitud del eje a la mitad por cada lado de su influencia.

$$\text{Eje } C - C \text{ entre } 4 - 5 \quad \therefore \frac{4.15m}{2} = 2.075m$$

$$\text{Eje } C - C \text{ entre } 4 - 3 \quad \therefore \frac{3.35m}{2} = 1.675m$$

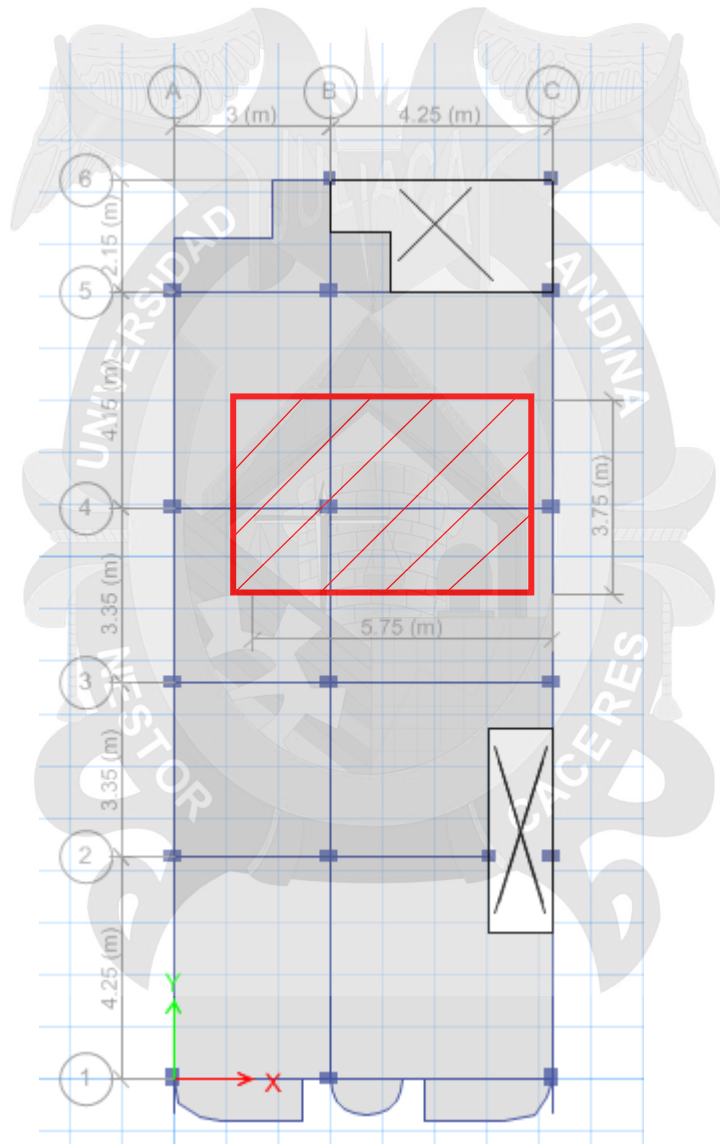
$$\text{Lado en el eje } C - C = 2.075 + 1.675 = 3.75m$$

$$\text{Eje } 4 - 4 \text{ entre } B - C \quad \therefore 4.25 = 4.25m$$

$$\text{Eje 4 - 4 entre A - B} \quad \therefore \frac{3m}{2} = 1.5m$$

$$\text{Lado en el eje 4 - 4} = 4.25 + 1.50 = 5.75m$$

Figura 48. Vista en planta de la sección tributaria del pórtico eje 4-4 / B-C

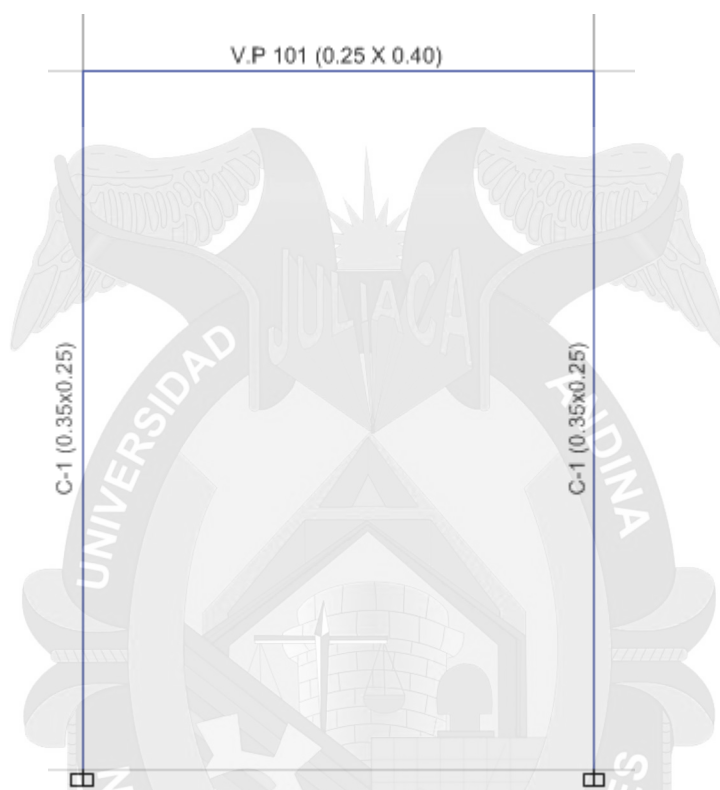


Fuente: Elaboración propia, (2017)

Realizando un vista en elevación en el eje 4-4 entre B-C se tiene el pórtico que se muestra en la Figura 49, del primer nivel. Para realizar dicho análisis se eligió este pórtico por presentar una simetría con los demás pisos con respecto a su área tributaria y por encontrarse en el primer nivel absorberá todas las cargas de los pisos superiores las columnas del pórtico.



Figura 49. Pórtico para analizar



Fuente: Elaboración propia, (2017)

En la Figura 49 se observa el pórtico extraído de los ejes 4-4/ B-C, con sus respectivas dimensiones en las columnas y vigas. Para el cual se realizará el metrado de cargas, sin antes determinar las áreas tributarias de cada columna. en la Figura 50, las áreas señaladas se determinan a continuación.

$$A_1 = 3.75 \times 3.625 = 13.59m^2$$

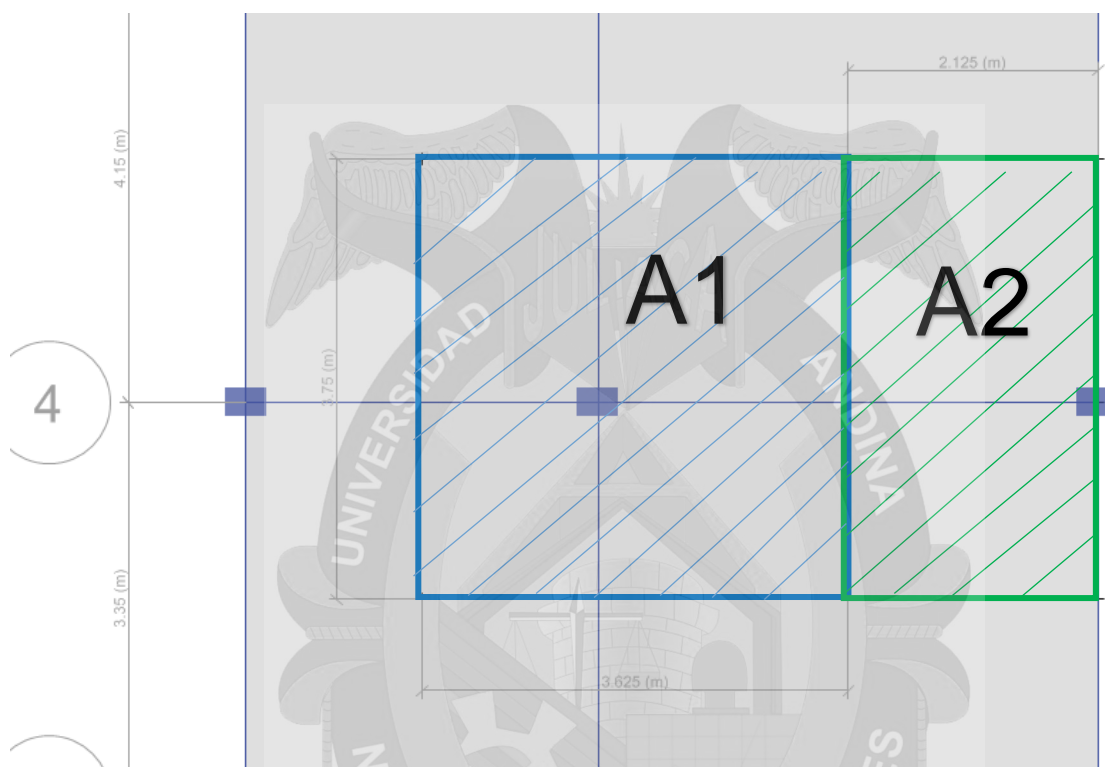
$$A_2 = 2.125 \times 3.75 = 7.97m^2$$

Es necesario saber el módulo de elasticidad de cada elemento esto se tomará de acuerdo 3.3.2 las cuales se presentan a continuación.

$$E_{Viga} = 229002.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{Columnas} = 221923.77 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura 50. Áreas tributarias de las columnas



Fuente: Elaboración propia, (2017)

### 3.3.12.1 METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas se realizará por niveles ya que el pórtico se encuentra en el primer nivel.

#### 3.3.12.1.1 AZOTEA

##### 3.3.12.1.1.1 PESO PROPIO

Para área de influencia  $A_1$  de la Figura 50

➤ Vigas

Ejes 4-4

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.50 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.40)m^2 = 318Kg$$

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.125 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.40)m^2 = 468Kg$$

Ejes B-B

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.075 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 292.50Kg$$

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.675 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 232.50Kg$$

➤ Losa (Según NTE E-020 Cargas anexo 1)

Tabla 31. Peso propio de aligerado

| Espesor del aligerado (m) | Espesor de la losa superior en (m) | Peso Propio KPa ( $Kg/m^2$ ) |
|---------------------------|------------------------------------|------------------------------|
| 0.20                      | 0.05                               | 300                          |

Fuente: NTE- E020, (2016)

Por lo tanto, el peso de la losa será calculado  $A_1 \times Peso$

$$(13.59 - 1.7815)m^2 \times \frac{300Kg}{m^2} = 3542.55Kg$$

$$Peso Propio Total A_1 = 318 + 468 + 292.50 + 232.50 + 3542.55 = 4853.55$$

**Para área de influencia  $A_2$  de la Figura 50**

➤ Vigas

En los ejes 4-4

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.125 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.40)m^2 = 318Kg$$

Eje C-C

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.075 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 292.50Kg$$

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.675 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 232.50Kg$$

- Losa según Tabla 31, se considera  $A_2 \times \text{Peso}$

$$(7.97 - 1.323)m^2 \times \frac{300Kg}{m^2} = 1994.1Kg$$

$$\text{Peso Propio Total } A_2 = 318 + 292.50 + 232.50 + 1994.1 = 2837.1Kg$$

### 3.3.12.1.1.2 CARGA VIVA

Para área de influencia  $A_1$  de la Figura 50

Según NTE-E020 art. 7.1 Azoteas se considerará una carga viva igual a  $100 Kg/m^2$  por lo tanto la carga viva efectiva será  $A_1 \times \text{Peso Vivo}$ .

$$(13.59 - 1.7815)m^2 \times \frac{100Kg}{m^2} = 1180.85Kg$$

Para área de influencia  $A_2$  de la Figura 50

Según NTE-E020 art. 7.1 Azoteas se considerará una carga viva igual a  $100 Kg/m^2$  por lo tanto la carga viva efectiva será  $A_2 \times \text{Peso Vivo}$ .

$$(7.97 - 1.323)m^2 \times \frac{100Kg}{m^2} = 664.7Kg$$

### 3.3.12.1.2 CUARTO Y TERCER NIVEL

#### 3.3.12.1.2.1 PESO PROPIO

Para área de influencia  $A_1$  de la Figura 50

- Vigas

Ejes 4-4

$$2[2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.50 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.40)m^2] = 636Kg$$

$$2[2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.125 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.40)m^2] = 936Kg$$

Ejes B-B

$$2[2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.075 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2] = 585Kg$$

$$2[2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.675 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.25)m^2] = 465Kg$$

- Losa según Tabla 31, se considera  $A_1 \times Peso$

$$2 \times [(13.59 - 1.7815)m^2 \times \frac{300Kg}{m^2}] = 7085Kg$$

- Columnas

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (8.10 - 0.60)m \times (0.35 \times 0.25)m^2 = 1575Kg$$

Carga muerta de acuerdo a la Tabla 10, se calculará utilizando la siguiente expresión  $A_1 \times Peso$

$$2 \times [(13.59 - 1.7815)m^2 \times \frac{210Kg}{m^2}] = 4959.57Kg$$

$$\begin{aligned} Peso \text{ Propio Total } A_1 &= 636 + 936 + 585 + 465 + 7085 + 1575 + 4959.57 \\ &= 16241.57Kg \end{aligned}$$

**Para área de influencia  $A_2$  de la Figura 50**

Vigas

En los ejes 4-4

$$2[2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.125 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.40)m^2] = 626Kg$$

Eje C-C



$$2[2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.075 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2] = 585Kg$$

$$2[2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.675 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2] = 465Kg$$

Losa según Tabla 31, se considera  $A_2 \times \text{Peso}$

$$2[(7.97 - 1.323)m^2 \times \frac{300Kg}{m^2}] = 3988.2Kg$$

Columnas

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (8.10 - 0.60)m \times (0.35 \times 0.25)m^2 = 1575Kg$$

Carga muerta

$$2[(7.97 - 1.323)m^2 \times \frac{210Kg}{m^2}] = 2791.74Kg$$

$$\text{Peso Propio Total } A_2 = 636 + 585 + 465 + 3988 + 1575 + 2791.74 = 10040.74Kg$$

### 3.3.12.1.2.2 CARGA VIVA

Para área de influencia  $A_1$  de la Figura 50

Según (NTE-E020 tabla 1) edificaciones con uso de viviendas la carga viva es igual a  $200Kg/m^2$  por lo tanto la carga viva efectiva será  $A_1 \times \text{Peso Vivo}$ .

$$2[(13.59 - 1.7815)m^2 \times \frac{200Kg}{m^2}] = 4723.40Kg$$

Para área de influencia  $A_2$  de la Figura 50

Según (NTE-E020 tabla 1) edificaciones con uso de viviendas la carga viva es igual a  $200 Kg/m^2$  por lo tanto la carga viva efectiva será  $A_2 \times \text{Peso Vivo}$ .

$$2[(7.97 - 1.323)m^2 \times \frac{200Kg}{m^2}] = 2658.8Kg$$

### 3.3.12.1.3 SEGUNDO NIVEL

#### 3.3.12.1.3.1 PESO PROPIO

Los pesos propios se considerarán cargas lineales.

Vigas

Eje 4-4

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (0.25 \times 0.40)m^2 = 240Kg/m$$

Losa

$$\frac{300Kg}{m^2} \times (3.75 - 0.25)m = 1050Kg/m$$

Carga muerta

$$\frac{210Kg}{m^2} \times (3.75 - 0.25) = 735Kg/m$$

Para área de influencia  $A_1$  de la Figura 50

Vigas

Eje 4-4 entre A-B

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.50 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.40)m^2 = 318Kg$$

Eje B-B

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.075 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 292.50Kg$$

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.675 - 0.175)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 232.50Kg$$

Losa

$$\frac{300Kg}{m^2} \times ((3.75 \times 1.50) - 1.206)m^2 = 1325.7Kg$$

$$Peso Propio Total A_1 = 318 + 292.50 + 232.50 + 1325.7 = 2168.7Kg$$

### Para área de influencia $A_2$ de la Figura 50

Vigas

Eje C-C

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (2.075 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 292.50Kg$$

$$2400 \frac{Kg}{m^3} \times (1.675 - 0.125)m \times (0.25 \times 0.25)m^2 = 232.50Kg$$

$$Peso Propio Total A_2 = 292.50 + 232.50 = 525Kg$$

### 3.3.12.1.3.2 CARGA VIVA

Las cargas vivas serán por  $Kg/m$

$$\frac{400Kg}{m^2} \times (3.75 - 0.35)m = 1360Kg/m$$

### Para área de influencia $A_1$ de la Figura 50

$$\frac{400Kg}{m^2} \times [(3.75 \times 1.50) - (1.20)]m^2 = 1770Kg$$

Tabla 32. Resumen de peso propio

|                   | Peso propio               |                          |
|-------------------|---------------------------|--------------------------|
|                   | $A_1$                     | $A_2$                    |
| Azotea            | 4853.55                   | 2837.1                   |
| 4° y 3°           | 16241.57                  | 10040.74                 |
| 2°                | 2168.7                    | 525.00                   |
| Total             | 23263.82 Kg<br>23.264 Ton | 13402.84Kg<br>13.403 Ton |
| Carga Distribuido |                           |                          |
| 2°                | 2.025 Ton/m               |                          |

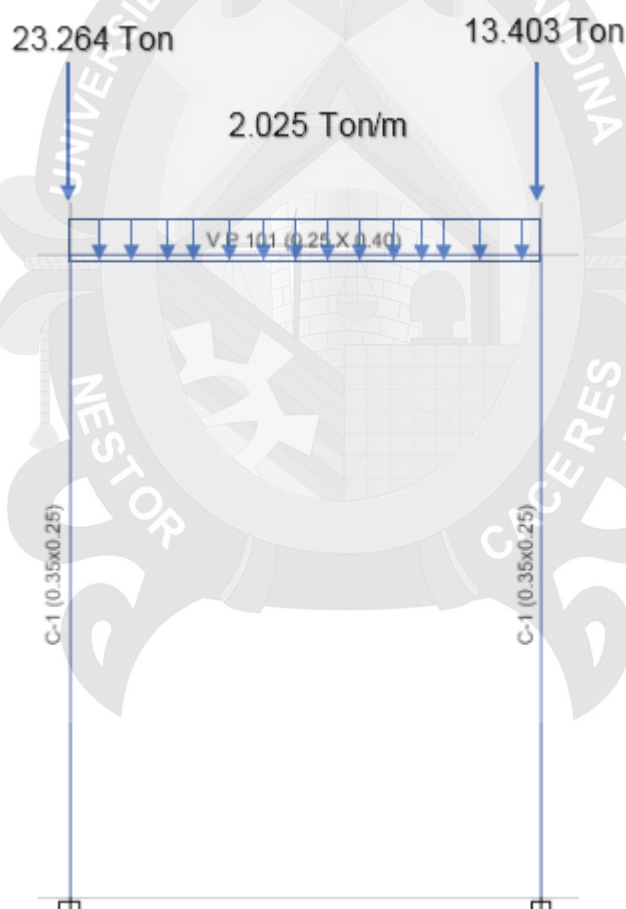
Fuente: Elaboración propia, (2017)

Tabla 33. Resumen de carga viva

| Carga Viva        |            |           |
|-------------------|------------|-----------|
|                   | $A_1$      | $A_2$     |
| Azotea            | 1180.85    | 664.7     |
| 4° y 3°           | 4723.40    | 2658.8    |
| 2°                | 1770       |           |
| Total             | 7674.25 Kg | 3323.5Kg  |
|                   | 7.674 Ton  | 3.324 Ton |
| Carga Distribuido |            |           |
| 2°                | 1.36 Ton/m |           |

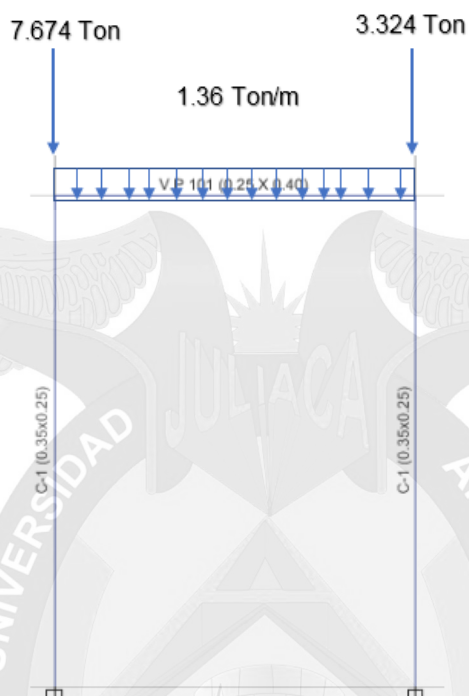
Fuente: Elaboración propia, (2017)

Figura 51. Cargas de Peso propio



Fuente: Elaboración propia, (2017)

Figura 52. Carga Viva

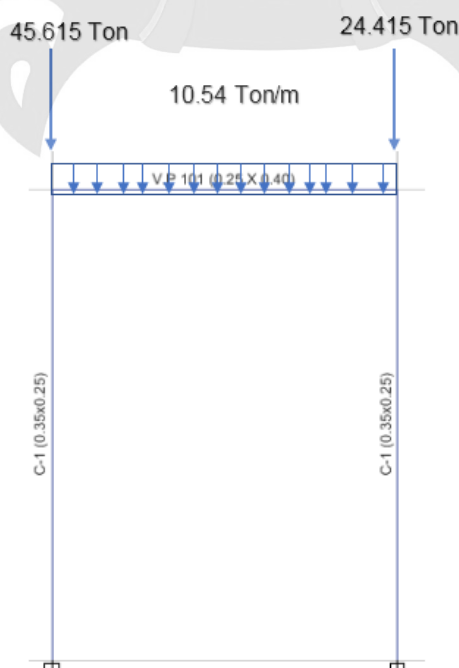


Fuente: Elaboración propia, (2017)

Las cargas se combinarán de acuerdo con la NTE E-060 art. 9.2.1

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Figura 53. Pórtico carga con la combinación de cargas



Fuente: Elaboración propia, (2017)



### 3.3.12.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se deberá considerar los siguientes datos el módulo de elasticidad, Inercia y áreas

$$E_{Columna} = 221923.77 \frac{Kg}{cm^2} = 2219237.71 Ton/m^2$$

$$E_{Viga} = 229002.838 \frac{Kg}{cm^2} = 2290028.38 Ton/m^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

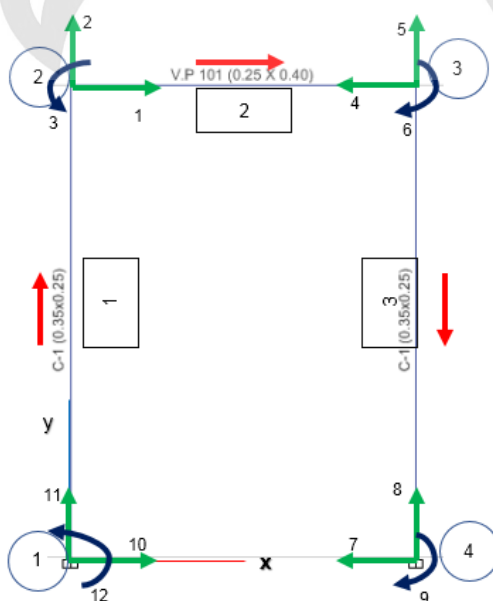
$$I_{Columnas} = \frac{0.25 \times 0.35^3}{12} = 8.9323 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{Vigas} = \frac{0.25 \times 0.40^3}{12} = 1.3333 \times 10^{-3} m^4$$

$$A_{Columnas} = 0.25 \times 0.35 = 0.0875 m^2$$

$$A_{Vigas} = 0.25 \times 0.40 = 0.1 m^2$$

Figura 54. Asignación de nudos y barras al pórtico

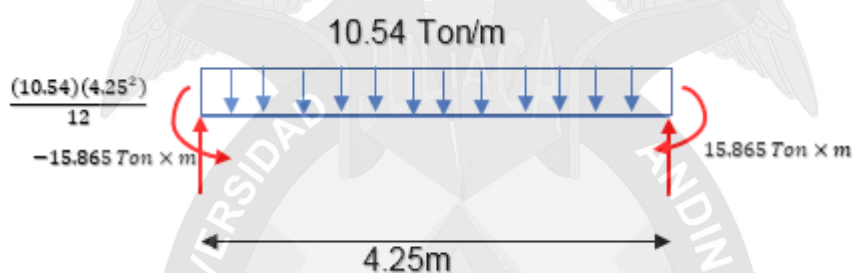


Fuente: Elaboración propia (2017)

Se calcula el momento de empotramiento perfecto para la barra 2, por ser una carga uniformemente distribuida dada por las formula:

$$FEM = \frac{WL^2}{12}$$

Figura 55. Momento de empotramiento perfecto de la barra 2



Fuente: Elaboración propia, (2017)

$$D_k = \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

$$Q_k = \begin{bmatrix} 0 \\ -45.014 \\ -15.865 \\ 0 \\ -24.415 \\ 15.865 \\ Q_7 \\ Q_8 \\ Q_9 \\ Q_{10} \\ Q_{11} \\ Q_{12} \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

### 3.3.12.2.1 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

Elemento 1:

$$\frac{AE}{L} = \frac{0.0875 \times 2219237.71}{5.8} = 33479.88 \text{ Ton/m}$$

$$\frac{12IE}{L^3} = \frac{12 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8^3} = 121.92 \text{ Ton/m}$$

$$\frac{6IE}{L^2} = \frac{6 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8^2} = 353.56 \text{ Ton}$$

$$\frac{4IE}{L} = \frac{4 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8} = 1367.10 \text{ Ton} \times m$$

$$\frac{2IE}{L} = \frac{2 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8} = 683.55 \text{ Ton} \times m$$

$$\lambda_x = \frac{0 - 0}{5.8} = 0 \quad \lambda_y = \frac{5.8 - 0}{5.8} = 1$$

Se aplicará la siguiente ecuación

$$K = \begin{bmatrix} \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\ \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\ -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} \\ -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\ -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\ -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{matrix} N_x \\ N_y \\ N_z \\ F_x \\ F_y \\ F_z \end{matrix}$$

Al aplicar la ecuación precedente, se tiene

$$K_1 = \begin{bmatrix} 10 & 11 & 12 & 1 & 2 & 3 \\ \begin{matrix} 121.917 & 0 & -353.559 & -121.917 & 0 & -353.559 \\ 0 & 33479.879 & 0 & 0 & -33479.879 & 0 \\ -353.559 & 0 & 1367.095 & 353.559 & 0 & 683.548 \\ -121.917 & 0 & 353.559 & 121.917 & 0 & 353.559 \\ 0 & -33479.879 & 0 & 0 & 33479.879 & 0 \\ -353.559 & 0 & 683.548 & 353.559 & 0 & 1367.095 \end{matrix} \end{bmatrix} \begin{matrix} 10 \\ 11 \\ 12 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix}$$

Elemento 2:

$$\frac{AE}{L} = \frac{0.1 \times 2290028.38}{4.25} = 53883.0 \text{ Ton/m}$$

$$\frac{12IE}{L^3} = \frac{12 \times 1.3333(10^{-3}) \times 2290028.8}{4.25^3} = 477.303 \text{ Ton/m}$$

$$\frac{6IE}{L^2} = \frac{6 \times 1.3333(10^{-3}) \times 2290028.8}{4.25^2} = 1014.269 \text{ Ton}$$

$$\frac{4IE}{L} = \frac{4 \times 1.3333(10^{-3}) \times 2290028.8}{4.25} = 2873.761 \text{ Ton} \times m$$

$$\frac{2IE}{L} = \frac{2 \times 1.3333(10^{-3}) \times 2290028.8}{4.25} = 1436.881 \text{ Ton} \times m$$

$$\lambda_x = \frac{4.25 - 0}{4.25} = 1 \quad \lambda_y = \frac{5.8 - 5.8}{4.25} = 0$$

Por la tanto, la ecuación se convierte.

$$K_2 = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \\ \begin{matrix} 53833.021 \\ 0 \\ 0 \\ -53883.021 \\ 0 \\ 0 \end{matrix} & \begin{matrix} 0 \\ 477.303 \\ 1014.269 \\ 0 \\ -477.303 \\ 1014.269 \end{matrix} & \begin{matrix} 0 \\ 1014.269 \\ 2873.761 \\ 0 \\ -1014.269 \\ 1436.881 \end{matrix} & \begin{matrix} -53883.021 \\ 0 \\ 0 \\ 53883.021 \\ 0 \\ 0 \end{matrix} & \begin{matrix} 0 \\ -477.303 \\ -1014.269 \\ 0 \\ 477.303 \\ -1014.269 \end{matrix} & \begin{matrix} 0 \\ 1014.269 \\ 1436.881 \\ 0 \\ -1014.269 \\ 2873.761 \end{matrix} \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

Elemento 3

$$\frac{AE}{L} = \frac{0.0875 \times 2219237.71}{5.8} = 33479.88 \text{ Ton/m}$$

$$\frac{12IE}{L^3} = \frac{12 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8^3} = 121.92 \text{ Ton/m}$$

$$\frac{6IE}{L^2} = \frac{6 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8^2} = 353.56 \text{ Ton}$$

$$\frac{4IE}{L} = \frac{4 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8} = 1367.10 \text{ Ton} \times m$$

$$\frac{2IE}{L} = \frac{2 \times 8.9323(10^{-4}) \times 2219237.71}{5.8} = 683.55 \text{ Ton} \times m$$

$$\lambda_x = \frac{4.25 - 4.25}{5.8} = 0 \quad \lambda_y = \frac{0 - 5.8}{5.8} = -1$$

$$K_1 = \begin{bmatrix} 121.917 & 0 & 353.559 & -121.917 & 0 & 353.559 \\ 0 & 33479.879 & 0 & 0 & -33479.879 & 0 \\ 353.559 & 0 & 1367.095 & -353.559 & 0 & 683.548 \\ -121.917 & 0 & -353.559 & 121.917 & 0 & -353.559 \\ 0 & -33479.879 & 0 & 0 & 33479.879 & 0 \\ 353.559 & 0 & 683.548 & -353.559 & 0 & 1367.095 \end{bmatrix} \begin{matrix} 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \end{matrix}$$

La matriz de la rigidez de la estructura

$$K = \begin{bmatrix} 54004.94 & 0 & 353.56 & -53883.02 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -121.92 & 0 & 353.56 \\ 0 & 33957.18 & 1014.27 & 0 & -477.30 & 1014.27 & 0 & 0 & 0 & 0.00 & -33479.88 & 0 \\ 353.56 & 1014.27 & 4240.86 & 0 & -1014.27 & 1436.88 & 0 & 0 & 0 & -353.56 & 0 & 683.55 \\ -53883.02 & 0 & 0 & 54004.94 & 0 & 353.56 & -121.92 & 0 & 353.56 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -477.30 & -1014.27 & 0 & 33957.18 & -1014.27 & 0 & -33479.88 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1014.27 & 1436.88 & 353.56 & -1014.27 & 4240.86 & -353.56 & 0 & 683.55 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -121.92 & 0 & -353.56 & 121.92 & 0 & -353.56 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -33479.88 & 0 & 0 & 33479.88 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 353.56 & 0 & 683.55 & -353.56 & 0 & 1367.10 & 0 & 0 & 0 \\ -121.92 & 0 & -353.56 & 0 & 0 & 0 & 0.00 & 0 & 0 & 121.92 & 0 & -353.56 \\ 0 & -33479.88 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.00 & 0 & 0 & 0 & 33479.88 & 0 \\ 353.56 & 0 & 683.55 & 0 & 0 & 0 & 0.00 & 0 & 0 & -353.56 & 0 & 1367.10 \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

La matriz de la rigidez de la estructura, incluida  $Q = KD$ , se convierte en:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ -45.014 \\ -15.865 \\ 0 \\ -24.415 \\ 15.865 \\ Q7 \\ Q8 \\ Q9 \\ Q10 \\ Q11 \\ Q12 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 54004.94 & 0 & 353.56 & -53883.02 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -121.92 & 0 & 353.56 \\ 0 & 33957.18 & 1014.27 & 0 & -477.30 & 1014.27 & 0 & 0 & 0 & 0 & -33479.88 & 0 \\ 353.56 & 1014.27 & 4240.86 & 0 & -1014.27 & 1436.88 & 0 & 0 & 0 & -353.56 & 0 & 683.55 \\ -53883.02 & 0 & 0 & 54004.94 & 0 & 353.56 & -121.92 & 0 & 353.56 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -477.30 & -1014.27 & 0 & 33957.18 & -1014.27 & 0.00 & -33479.88 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1014.27 & 1436.88 & 353.56 & -1014.27 & 4240.86 & -353.56 & 0 & 683.55 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -121.92 & 0 & -353.56 & 121.92 & 0 & -353.56 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -33479.88 & 0 & 0 & 33479.88 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 353.56 & 0 & 683.55 & -353.56 & 0 & 1367.10 & 0 & 0 & 0 \\ -121.92 & 0 & -353.56 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 121.92 & 0 & -353.56 \\ 0 & -33479.88 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 33479.88 & 0 \\ 353.56 & 0 & 683.55 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -353.56 & 0 & 1367.10 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} D1 \\ D2 \\ D3 \\ D4 \\ D5 \\ D6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Desplazamientos y cargas. Si se expande para determinar los desplazamientos, y se resuelve, resulta

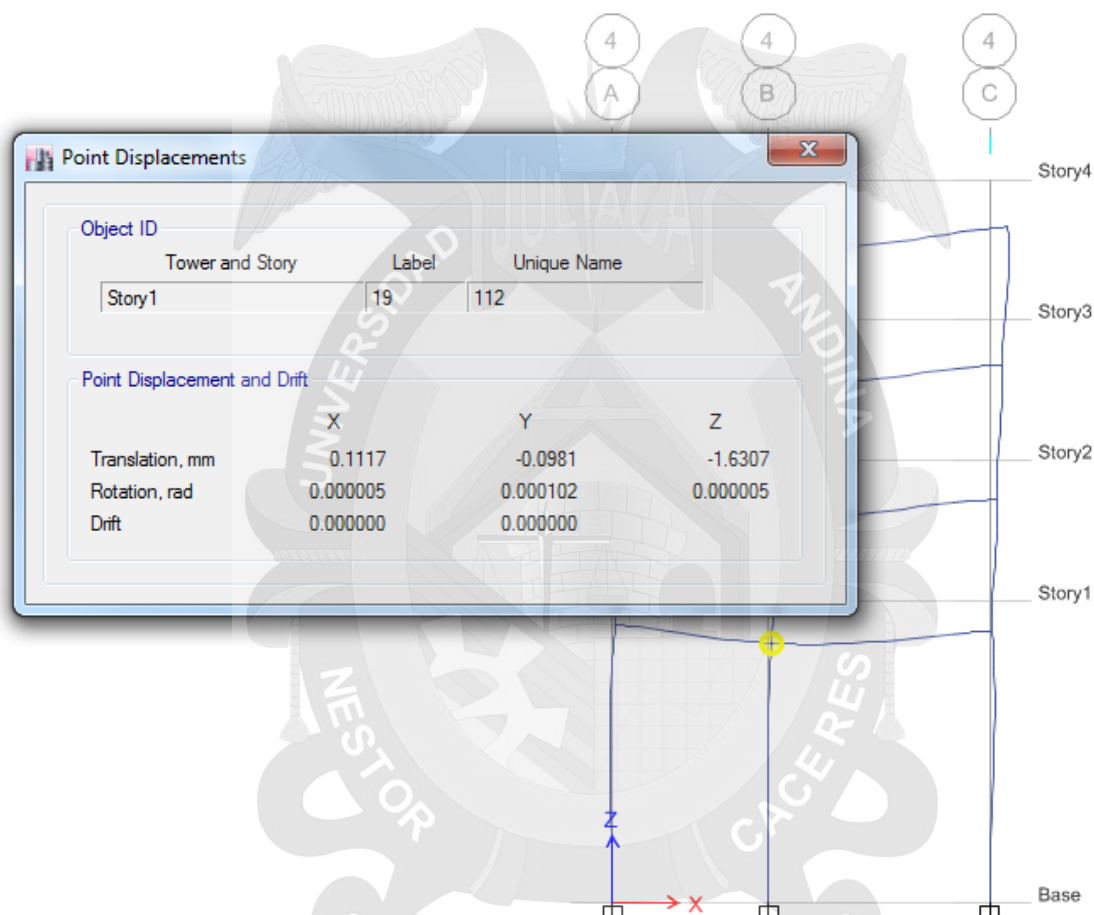
$$\begin{bmatrix} 0 \\ -45.014 \\ -15.865 \\ 0 \\ -24.415 \\ 15.865 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 54004.94 & 0 & 353.56 & -53883.02 & 0 & 0 \\ 0 & 33957.18 & 1014.27 & 0 & -477.30 & 1014.27 \\ 353.56 & 1014.27 & 4240.86 & 0 & -1014.27 & 1436.88 \\ -53883.02 & 0 & 0 & 54004.94 & 0 & 353.56 \\ 0 & -477.30 & -1014.27 & 0 & 33957.18 & -1014.27 \\ 0 & 1014.27 & 1436.88 & 353.56 & -1014.27 & 4240.86 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} D1 \\ D2 \\ D3 \\ D4 \\ D5 \\ D6 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.3696 \text{ mm} \\ -1.3439 \text{ mm} \\ -0.005526 \text{ rad} \\ -0.4067 \text{ mm} \\ -0.7299 \text{ mm} \\ 0.005794 \text{ rad} \end{bmatrix}$$



De acuerdo con el software los desplazamientos se muestran en las Figura 56 y Figura 57.

Figura 56. Desplazamientos en el eje B-B entre 4-4

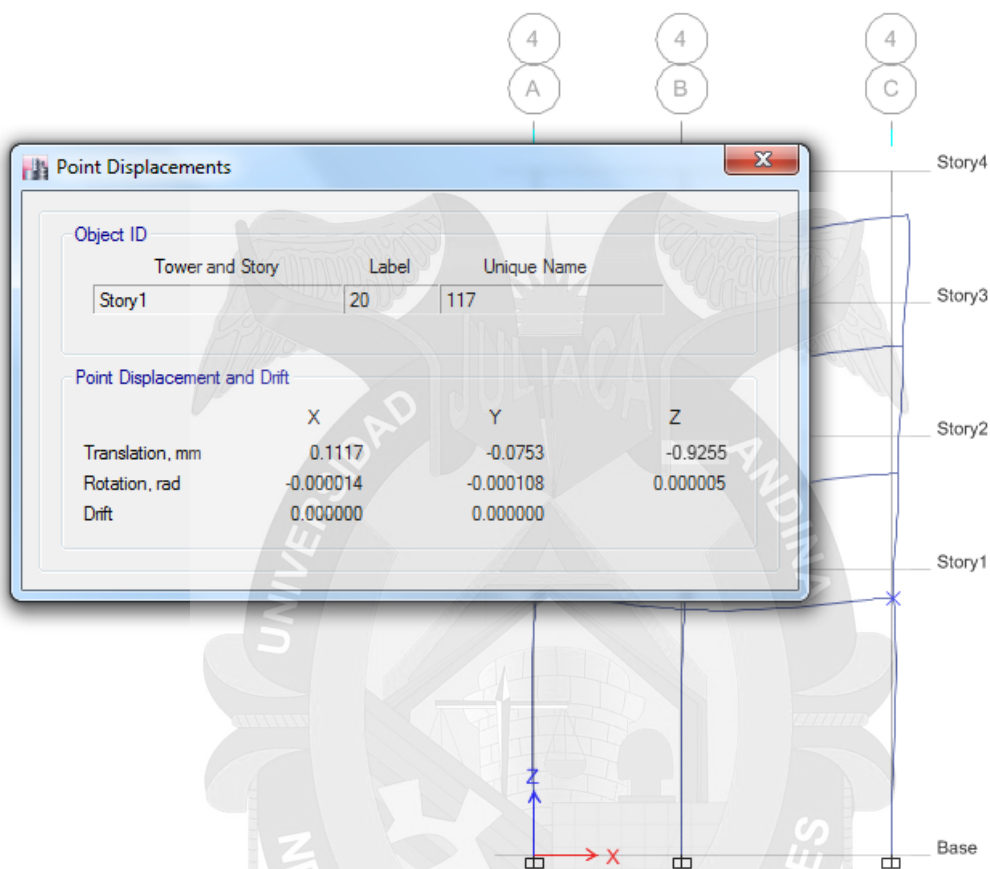


Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Como se aprecia en la Figura 56, los desplazamientos corresponde al eje B-B entre 4-4, por lo tanto se muestra en la siguiente expresión para realizar la comparación con los desplazamientos obtenidos de manera manual.

$$\begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1117 \text{ mm} \\ -1.6307 \text{ mm} \\ 0.000102 \text{ rad} \end{bmatrix}$$

Figura 57. Desplazamientos en el eje C-C entre 4-4



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Como se aprecia en la Figura 57, los desplazamientos corresponde al eje C-C entre 4-4, dando como resultado para la comparación.

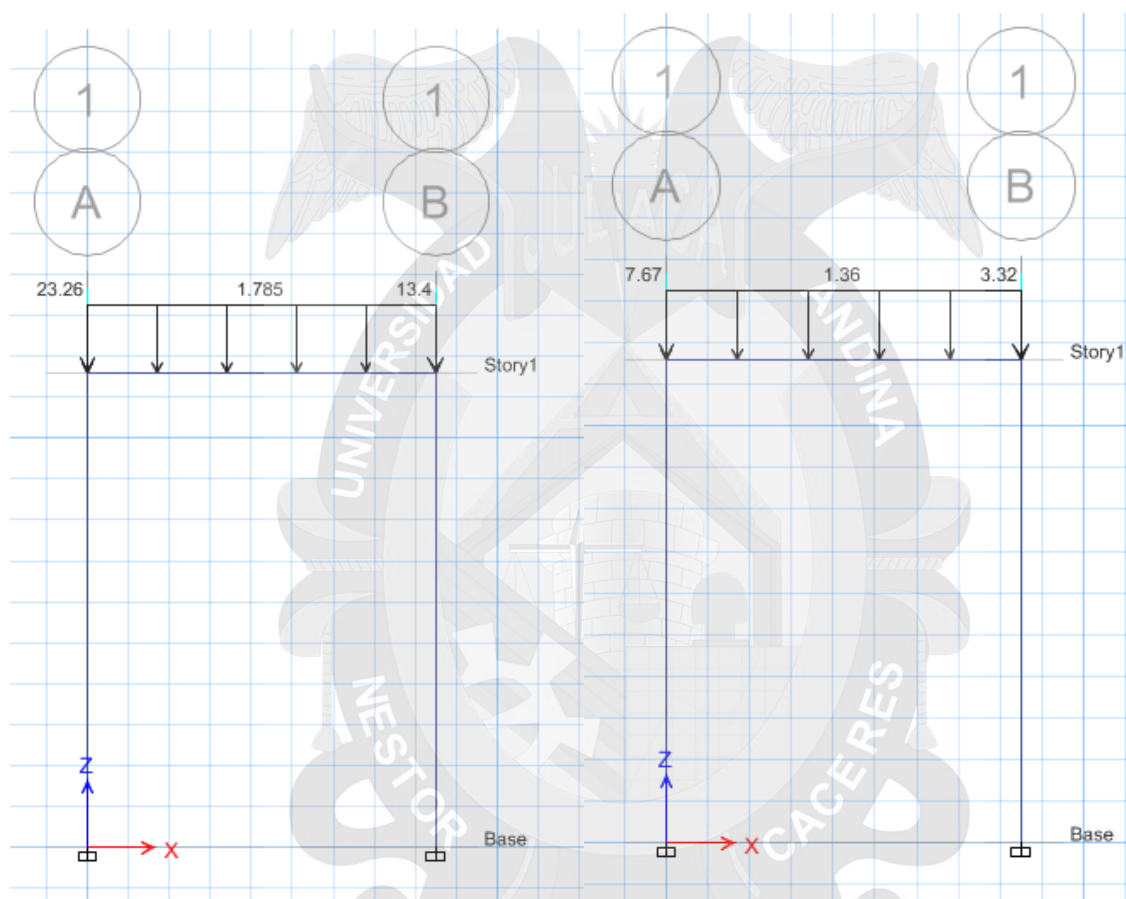
$$\begin{bmatrix} D_2 \\ D_4 \\ D_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1117 \text{ mm} \\ -0.9255 \text{ mm} \\ -0.000108 \text{ rad} \end{bmatrix}$$

Por lo tanto, se realiza la comparación

$$\text{Manual} = \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.3696 \text{ mm} \\ -1.3439 \text{ mm} \\ -0.005526 \text{ rad} \\ -0.4067 \text{ mm} \\ -0.7299 \text{ mm} \\ 0.005794 \text{ rad} \end{bmatrix} \quad \text{Software} = \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1117 \text{ mm} \\ -1.6370 \text{ mm} \\ 0.000102 \text{ rad} \\ 0.1117 \text{ mm} \\ -0.9255 \text{ mm} \\ -0.000180 \text{ rad} \end{bmatrix}$$

Para realizar una mejor comparación se realizó un modelo en dos dimensiones en el software ETABS se muestra las cargas aplicarse, en la siguiente Figura 58

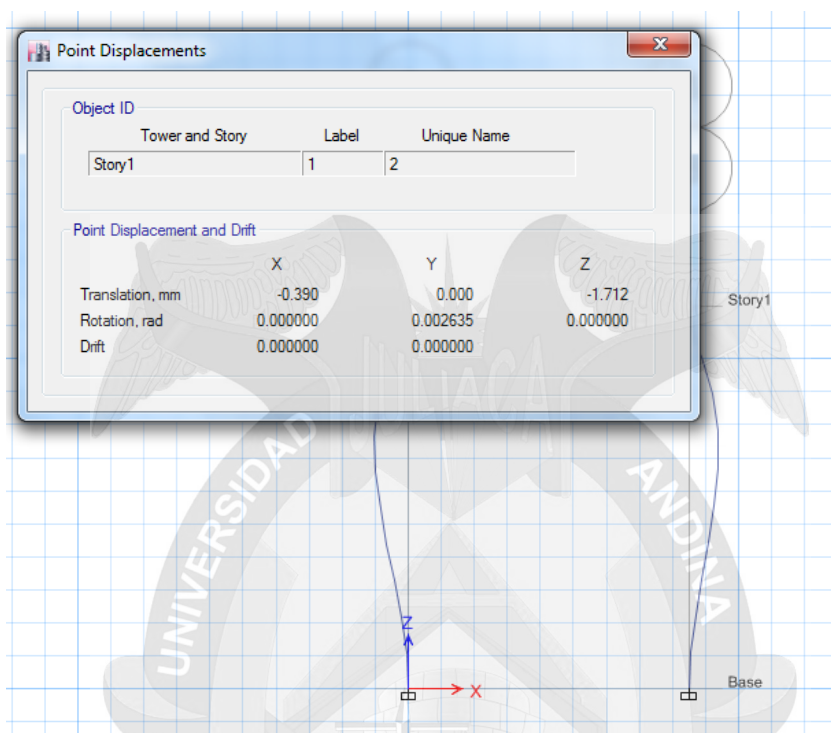
Figura 58. Cargas en el pórtico por analizar



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

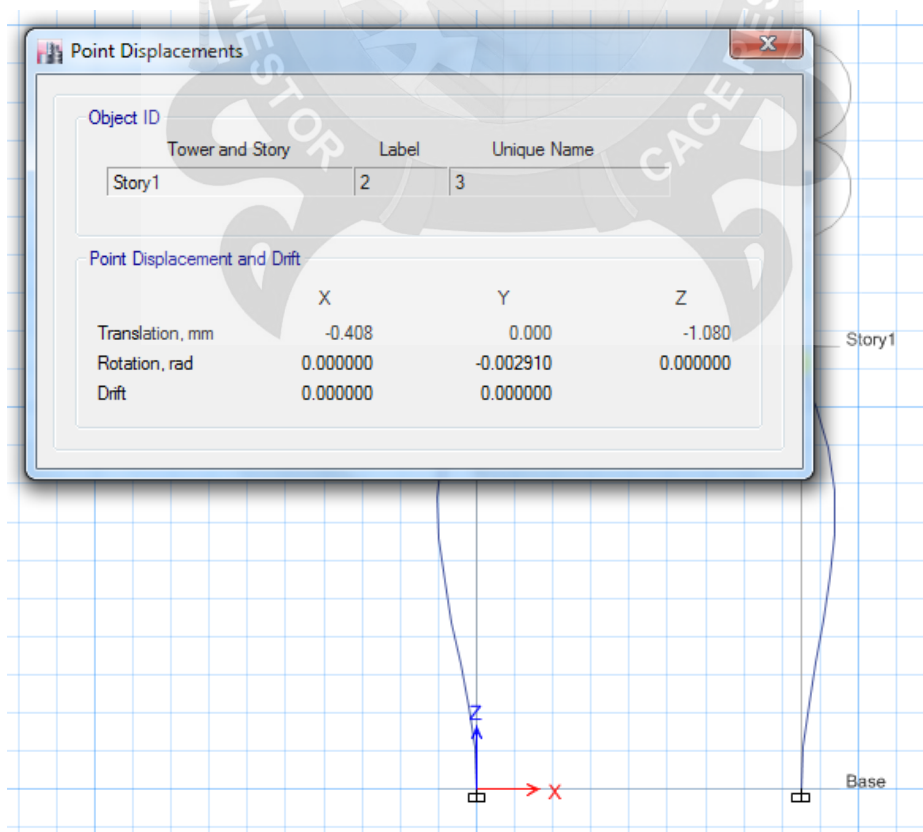
Tras realizar el modelo se realiza el análisis obteniendo los siguientes resultados.

Figura 59. Desplazamientos obtenidos por el análisis en el eje 4-4 entre B-B



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Figura 60. Desplazamientos obtenidos por el análisis en el eje 4-4 entre C-C



Fuente: ETABS versión 16.0.0, (2017)

Se realizará un ordenamiento de los resultados para un mejor entendimiento.

$$\text{Manual} = \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.3696 \text{ mm} \\ -1.3439 \text{ mm} \\ -0.005526 \text{ rad} \\ -0.4067 \text{ mm} \\ -0.7299 \text{ mm} \\ 0.005794 \text{ rad} \end{bmatrix} \quad \text{Software PL} = \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.390 \text{ mm} \\ -1.712 \text{ mm} \\ 0.002635 \text{ rad} \\ -0.408 \text{ mm} \\ -1.080 \text{ mm} \\ -0.002910 \text{ rad} \end{bmatrix}$$

Tras realizar la comparación de los desplazamientos obtenidos de manera manual y análisis tridimensional en el software. se observa variaciones significativas en los giros y leves en desplazamientos esto a razón de que el método manual realiza un análisis solo en dos dimensiones, por otra parte, el análisis tridimensional observe todas las reacciones del entorne del pórtico a ser analizado. Es por esta razón que se realiza un análisis en el software de un pórtico plano obteniendo resultados muy cercanos, a los obtenidos por el método manual. Por lo que se valida el modelo utilizado en la presente tesis.



## CAPITULO IV

### ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

#### 4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

La edificación supera las derivas inelásticas calculados a partir de un análisis sísmico estático lineal que establece la NTE E-030 de 0.007 para edificaciones de concreto armado.

Está claro que, para esta edificación en particular, los niveles de desempeño según punto de desempeño y derivas de entre piso. El nivel de desempeño es **ESTABILIDAD ESTRUCTURAL** según ATC-40 y **SEGURIDAD y PRÓXIMO AL COLAPSO** según VISIÓN 2000.

Esta diferencia puede ocurrir, ya que según el comportamiento de las rotulas plásticas las fallas corresponde a **colapso o Prevención de colapso** en algunas columnas ubicadas en el primer nivel.

#### 4.2 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

##### 4.2.1 CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS PRINCIPAL

*La edificación se encuentra en el nivel de desempeño de seguridad según visión 2000 y Nivel de desempeño Seguridad según ATC-40.*

De lo investigado se puede observar que los niveles de desempeño no son los que se realizó en la hipótesis por lo que se resumen los niveles de desempeño para la estructura.

Tabla 34. Nivel de desempeño de la edificación analizada

| Según       | Nivel de desempeño             |
|-------------|--------------------------------|
| ATC-40      | Estabilidad Estructural        |
| VISION 2000 | Seguridad y Próximo al colapso |

*Fuente: Elaboración propia, (2017)*

Se definió a partir de los puntos de desempeño y la verificación a trevez de derivas de entre piso por lo cual se construye la Tabla 34.

#### 4.2.2 CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

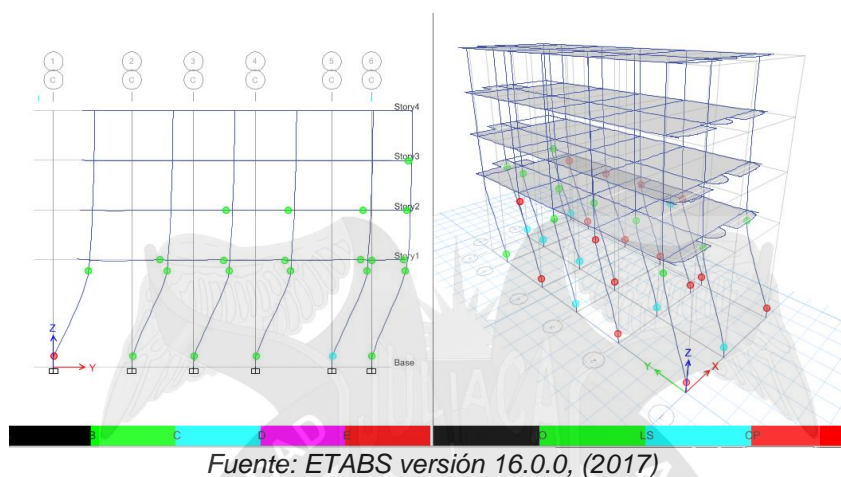
1. *El estado de daño es moderado tras la evaluación por desempeño*

Del análisis correspondiente se observa que los daños serán moderados a severos por encontrarse en los niveles de Estabilidad Estructural y seguridad y próximo al colapso.

2. *Las rótulas plásticas aparecen en el primer nivel por tener una altura superior a los demás pisos*

Cómo se puede observar en la siguiente Figura 61. Las rotulas plásticas aparecerán en el primer nivel teniendo el rango de colores que el programa nos ofrece se aprecia que están en el nivel de próximos al colapso las columnas que se encuentran en el primer nivel. Siendo este evento por ser las columnas de primer nivel de una longitud mayor a los demás pisos.

Figura 61. Aparición de rotulas plásticas en el primer nivel



3. La variación es de 5% con respecto al procedimiento de análisis estático lineal y dinámico lineal

Del análisis obtenido por los procedimientos de análisis estático lineal y dinámico lineal. Se resumen dichos datos en el siguiente

Tabla 35. Variación de derivas entre piso

| Nivel                        | Derivas entre piso |          |          |          |                |       |
|------------------------------|--------------------|----------|----------|----------|----------------|-------|
|                              | Estático           |          | Dinámico |          | % de variación |       |
|                              | X                  | Y        | X        | Y        | X              | Y     |
| Piso 4                       | 0.000633           | 0.000640 | 0.000019 | 0.000013 | 3.0%           | 1.97% |
| Piso 3                       | 0.001196           | 0.001307 | 0.000071 | 0.000058 | 6.0%           | 4.44% |
| Piso 2                       | 0.001915           | 0.002195 | 0.000156 | 0.000129 | 8.2%           | 5.88% |
| Piso 1                       | 0.004508           | 0.006181 | 0.000465 | 0.000459 | 10.3%          | 7.42% |
| <b>Promedio de Variación</b> |                    |          |          |          | <b>6 %</b>     |       |

Fuente: Elaboración propia, (2017)

Se concluye que el promedio de variación es de 6% con respecto a las derivas de entre piso.

4. Aumentando la sección en un 25% en el primer nivel las rotulas plásticas no fallan

Realizado el cambio de sección en las columnas en el primer nivel en un 25% de la sección se observa que las columnas centrales aun fallan por lo que se procede al

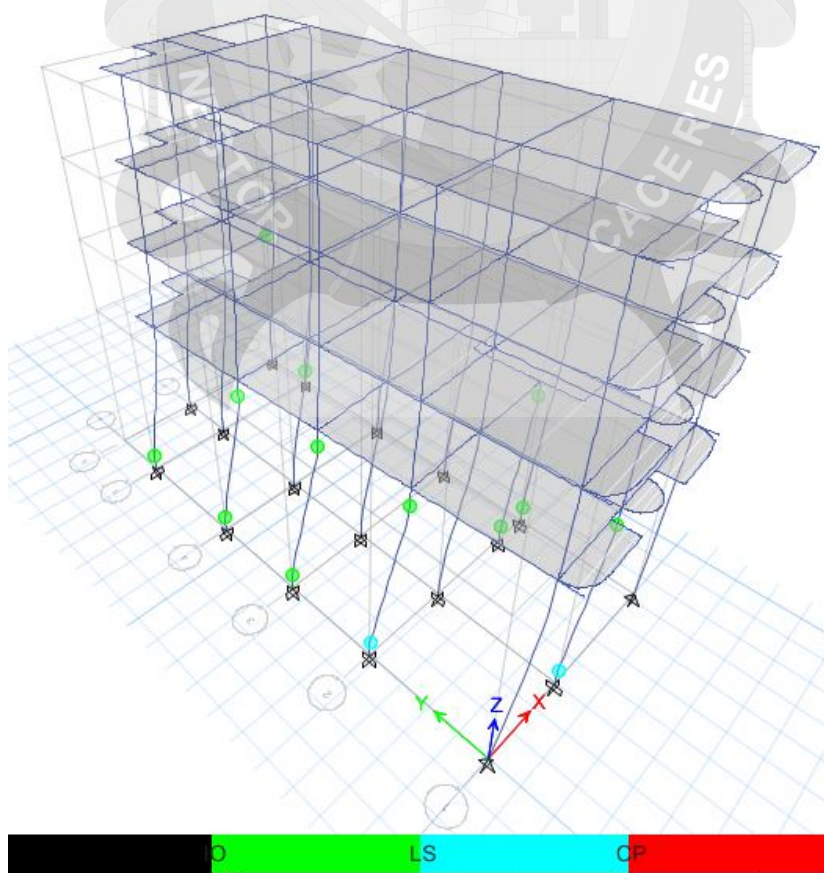
análisis de colocando secciones cuadradas a las columnas centrales de 0.40x0.40m quedando de esta manera.

Tabla 36. Secciones para las condiciones de aumento de sección de columnas

| Columnas  | Condición Inicial          | Condición 1 aumentado en 25% | Condición 2 columnas centrales |
|-----------|----------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| C-1       | (0.35x0.25) m <sup>2</sup> | (0.44x0.31) m <sup>2</sup>   | (0.44x0.31) m <sup>2</sup>     |
| C-2       | (0.25x0.25) m <sup>2</sup> | (0.31x0.31) m <sup>2</sup>   | (0.40x0.40) m <sup>2</sup>     |
| Áreas C-1 | 0.0875m <sup>2</sup>       | 0.136m <sup>2</sup>          | 0.136m <sup>2</sup>            |
| Áreas C-2 | 0.0625m <sup>2</sup>       | 0.0961m <sup>2</sup>         | 0.16m <sup>2</sup>             |

Fuente: Elaboración propia, (2017)

Figura 62. Visualización de rotulas plásticas con sección de columnas centrales de 0.40x0.40m



Fuente: ETABS versión 16.0.0 (2017)





Como se puede observar desaparece las apariciones de rotulas plásticas en el rango de CP o próximo al colapso





## CONCLUSIONES

Tras la evaluación por desempeño de la edificación en su estado actual se encuentra en los niveles de desempeño: nivel de desempeño Seguridad y Próximo al Colapso según VISION 2000 y el nivel de desempeño estabilidad estructural según ATC-40.

**PRIMERO.** – Tras la evaluación por desempeño la edificación sufrirá un estado de daño Moderado a severo en elementos estructurales que correspondería a la pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.

**SEGUNDO.** – La aparición de rotulas plásticas próximas al colapso o prevención de colapso son para las columnas que se encuentran en el primer nivel siendo esto inducido por la diferencia de alturas con respecto a otros niveles de la edificación el primer nivel tiene una longitud de 5.8m y para otros niveles de 2.7m.

**TERCERO.** – La variación de las derivas inelásticas es de 6% con respecto al obtenido por el procedimiento de análisis Dinámico lineal y procedimiento estático lineal.

**CUARTO.** – Luego de realizar la iteración de secciones mayores en el primer nivel aumentado en un 25% en todas las columnas se observa que existen algunas columnas que fallaran generalmente las que se encuentran en la parte central de la edificación. Es por eso por lo que se pone como una segunda corrida para las columnas que fallan y se colocan secciones cuadradas de 0.40 x0.40. en donde se resuelve la aparición de rotulas plásticas.

## RECOMENDACIONES

El análisis por desempeño presentado aquí es exclusivamente para edificaciones ya diseñadas o construidas teniendo elementos estructurales definidos para luego saber el nivel de desempeño de la estructura, por lo tanto se puede plantear un verificación o reforzamiento de los elementos estructurales.

**PRIMERO.** - Se sugiere recordar que para el uso de las herramientas que nos ofrecen los programas, se debe investigar o tener un conocimiento básico de lo que se está haciendo con el fin de comprender mejor que es lo que hace el programa y verificar los resultados del mismo con mayor facilidad.

**SEGUNDO.** - La edificación se puede realizar un mantenimiento de instalación de columnas de mayor área para absorber la aparición de rotulas plásticas.

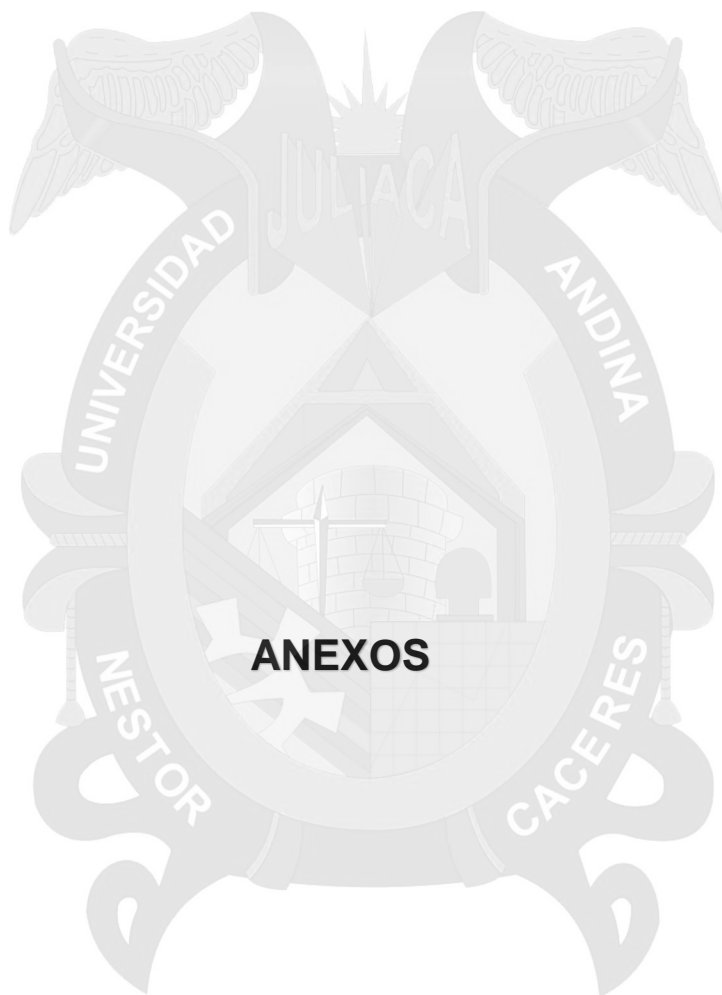
**TERCERO.** – siendo la variación de derivas plásticas entre el análisis estático lineal y dinámico lineal se descartará las derivas elásticas obtenidas por análisis estático lineal.

**CUARTO.** - Se recomienda que en las edificaciones que tengan columnas de una altura mayor en el primer nivel con respecto niveles superiores se deberá aumentar la sección para un mejor comportamiento ante un evento sísmico.

## BIBLIOGRAFÍA

- Alvarez, M. G. (Junio de 2012). Análisis Estático no Lineal y Análisis Dinámico no Lineal del Hospital de Vielha. Barcelona, España.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Technical*. California: Applied Technology Council.
- Bertero, R. D. (1997). *Diseño Sismorresistente Basada en la Performance*.
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Manizales: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Borja S, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo.
- Carrillo, J. (2007). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño*. Venezuela.
- Cueva Jiménez, R. A., & Gonzalez Chalcualán, D. X. (2013). *Diseño por Desempeño de Edificaciones en Hormigón Armado con Muros de Corte Mediante los Códigos FEMA, Utilizando el Programa ETABS*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejercito.
- Espinoza, V. T. (2012). *Edificios*. Lima.
- García, J. A. (2009). Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras. Lima.
- Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis Estructural Octava Edición*. México: Pearson Educación.

- Perez Ramirez, L., & Yauri Norabuena, N. P. (2013). *Estudio Analítico para Contrarestar las Patologías en Estructuras de Concreto Armado y Contribuir en la Vida Útil de las Edificaciones de Centros de Salud en la Ciudad de Huaraz-2013*. Huaraz: Universidad San Pedro.
- Portillo Willians, Y., Rodriguez Mantinez, J. M., & Martinez Soto, C. M. (2011). *"Introducción al diseño de marcos de concreto reforzado, por el metodo de analisis estatico no lineal (Push-over)", utilizando un software especializado*. San Miguel: Universidad del el Salvador.
- Reglamento Nacional de Edificaiones E-030 Diseño Sismoresistente*. (2016). Lima: Megabyte s.a.c.
- Reglamento Naciones de Edificaciones E-020 Cargas*. (2016). Lima: Megabyte s.a.c.
- Salinas, R. (2012). Modelamiento de Estructuras en ETABS.
- Sánchez Badillo, A., & Terán Gilmore, A. (2008). Diseño por Desempeño de Estructuras Dúctiles de Concreto Reforzado Ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal. *Revista de Ingeniería Sísmica*. Mexico.
- SEAOC Vision 2000 Committee*. (1995). California: Structural Engineers Association of California.
- Simon, K., & Enzo D', A. (1999). *Push-Over Analysis Procedure in Earthquake Engineering*. Earthquake Spectra.
- Vergara Luna, V. A., & Zevallos Esquivel, M. C. (2014). *Analisis Sismico por Desempeño Estatico No Lineal de un Edificio de 6 Niveles en la Ciudad de Trujillo, la Libertad*. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.



## ANEXOS



**ENSAYO CON ESCLEROMETRO**

ASTM C - 805

PROYECTO : EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA 2016  
SOLICITANTE : BACH. CALLIZAYA PORTADA, JULIO CESAR  
ZONA : FRENTE A LA PUERTA DE EMERGENCIA – HOSPITAL NUEVO JULIACA  
DISEÑO : 210 Kg/Cm<sup>2</sup>  
DESCRIPCIÓN : COLUMNA  
FECHA : 19 DE DICIEMBRE DEL 2016

| Nro. TOTAL | fc CALCULADA<br>Kg/Cm <sup>2</sup> | EDAD   | %   | OBSERVACIONES |
|------------|------------------------------------|--------|-----|---------------|
| 10         | 216                                | 6 AÑOS | 103 | 0°            |

SOLICITANTE : BACH. CALLIZAYA PORTADA, JULIO CESAR  
ZONA : FRENTE A LA PUERTA DE EMERGENCIA – HOSPITAL NUEVO JULIACA  
DISEÑO : 210 Kg/Cm<sup>2</sup>  
DESCRIPCIÓN : LOSA

| Nro. TOTAL | fc CALCULADA<br>Kg/Cm <sup>2</sup> | EDAD   | %   | OBSERVACIONES |
|------------|------------------------------------|--------|-----|---------------|
| 10         | 225                                | 6 AÑOS | 107 | -90°          |

SOLICITANTE : BACH. CALLIZAYA PORTADA, JULIO CESAR  
ZONA : FRENTE A LA PUERTA DE EMERGENCIA – HOSPITAL NUEVO JULIACA  
DISEÑO : 210 Kg/Cm<sup>2</sup>  
DESCRIPCIÓN : VIGA

| Nro. TOTAL | fc CALCULADA<br>Kg/Cm <sup>2</sup> | EDAD   | %   | OBSERVACIONES |
|------------|------------------------------------|--------|-----|---------------|
| 10         | 230                                | 6 AÑOS | 110 | 0°            |

OBSERVACIONES : EL MARTILLO DE LA PRUEBA ES PARA USO EN ESPÉCIMENES QUE USAN EL CEMENTO PORTLAND CONVENCIONAL, ARENA FINA Y ARENA GRUESA QUE VAN EN LA EDAD DE 14 A 56 DÍAS



UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
FILIAL PUNO

Dr. Ing. Angel Michael Olazabal Guerra  
REGISTRO CIP N° 57709  
COORDINADOR ACADEMICO



UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL FILIAL PUNO  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO  
Ing. Diana Melitza Condulire Condori  
ENCARGADA DE LABORATORIO



DPL  
NTP 339.159 (DIN4094)



PROYECTO : TESIS "EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA"  
SOLICITADO : BACHILLER. CALLIZAYA PORTADA JULIO CESAR  
UBICACIÓN : JR. VICTOR ALEMAN I-20 FRENTE AL HOSPITAL NUEVO H.C.M.M.  
FECHA : 22 DE DICIEMBRE DEL 2016  
SONDAJE : DPL - 01  
PROF. : 0.00 - 2.00 m.

| TIPO DE SUELO                                | DESCRIPCIÓN                                  | N° DE GOLPES 10 Cm | MUESTRA  |    | $\phi$ | $q_u$ | $q_{ad}$ |
|--|--|--------------------|----------|----|--------|-------|----------|
|  |  |                    | PROF (m) | Dr |        |       |          |
| CL<br>ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD | CL<br>ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD | 0                  |          |    |        |       |          |
|  |  | 2                  |          |    |        |       |          |
|  |  | 4                  |          |    |        |       |          |
|  |  | 6                  |          |    |        |       |          |
|  |  | 8                  |          |    |        |       |          |
|  |  | 10                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 12                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 14                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 16                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 18                 |          |    |        |       |          |
| CL<br>ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD | CL<br>ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD | 20                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 22                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 24                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 26                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 28                 |          |    |        |       |          |
|  |  | 30                 |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |
|  |  |                    |          |    |        |       |          |



UANCV - FICP  
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supacori  
Especialista en Geotecnia y Pavimentos  
CIP. 72712





UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



PROYECTO  
SOLICITANTE  
UBICACIÓN  
MUESTRA  
PROFUNDIDAD  
FECHA

: TESIS "EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA"  
: BACHILLER. CALLIZAYA PORTADA JULIO CESAR  
: JR. VICTOR ALEMAN I-20 FRENTE AL HOSPITAL NUEVO H.C.M.M  
: DPL N° 1 MUESTRA 1  
: 0.00 - 0.90 mt  
: 22 DE DICIEMBRE DEL 2016

### CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM - D - 2216 - MTC - E 108

|                      |    |        |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 424.48 |
| SUELO SECO + TARRO   | gr | 348.58 |
| PESO DEL TARRO       | gr | 38.58  |
| PESO DEL AGUA        | gr | 75.90  |
| PESO DEL SUELO SECO  | gr | 310.00 |
| HUMEDAD %            | %  | 24.48  |

### LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90

| LÍMITE LÍQUIDO       |    |       |                     | LÍMITE PLÁSTICO |       |
|----------------------|----|-------|---------------------|-----------------|-------|
| TARRO N°             |    | 4     | 9                   | I               | E     |
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 45.01 | 41.47               | 13.94           | 14.69 |
| SUELO SECO + TARRO   | gr | 40.88 | 38.36               | 12.84           | 13.68 |
| PESO DEL TARRO       | gr | 30.28 | 30.33               | 8.24            | 9.38  |
| PESO DEL AGUA        | gr | 4.13  | 3.11                | 1.10            | 1.01  |
| PESO DEL SUELO SECO  | gr | 10.60 | 8.03                | 4.60            | 4.30  |
| HUMEDAD %            | %  | 38.96 | 38.73               | 23.91           | 23.49 |
| N° DE GOLPES         |    | 21    | 21                  |                 |       |
| LÍMITE LÍQUIDO % :   |    | 38.04 | LÍMITE PLÁSTICO % : |                 | 23.70 |

ÍNDICE PLÁSTICO % : 14.33

LL =  $W_n * (N/25)^{0.121}$   
Donde:  
LL = Límite Líquido  
Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)  
N = Número de Golpes



UANCV - FICP  
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori  
Especialista en Geotecnia y Pavimentos  
CIP. 72712



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



PROYECTO  
SOLICITANTE  
UBICACIÓN  
MUESTRA  
PROFUNDIDAD  
FECHA

: TESIS "EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA"  
: BACHILLER. CALLIZAYA PORTADA JULIO CESAR  
: JR. VICTOR ALEMAN I-20 FRENTE AL HOSPITAL NUEVO H.C.M.M  
: DPL N° 1 MUESTRA 2  
: 0.90 - 2.00 mt  
: 22 DE DICIEMBRE DEL 2016

### CONTENIDO DE HUMEDAD

|                      |    |        |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 383.38 |
| SUELO SECO + TARRO   | gr | 290.23 |
| PESO DEL TARRO       | gr | 36.72  |
| PESO DEL AGUA        | gr | 93.15  |
| PESO DEL SUELO SECO  | gr | 253.51 |
| HUMEDAD %            | %  | 36.74  |

### LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90

| LÍMITE LÍQUIDO       |    |       |       | LÍMITE PLÁSTICO     |       |
|----------------------|----|-------|-------|---------------------|-------|
| TARRO N°             |    | 14    | 16    | P                   | Q     |
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 44.11 | 42.26 | 14.19               | 14.08 |
| SUELO SECO + TARRO   | gr | 40.31 | 39.04 | 13.15               | 12.99 |
| PESO DEL TARRO       | gr | 30.50 | 30.71 | 9.03                | 8.58  |
| PESO DEL AGUA        | gr | 3.80  | 3.22  | 1.04                | 1.09  |
| PESO DEL SUELO SECO  | gr | 9.81  | 8.33  | 4.12                | 4.41  |
| HUMEDAD %            | %  | 38.74 | 38.66 | 25.24               | 24.72 |
| N° DE GOLPES         |    | 30    | 30    |                     |       |
| LÍMITE LÍQUIDO % :   |    | 39.56 |       | LÍMITE PLÁSTICO % : |       |
|                      |    |       |       | 24.98               |       |

ÍNDICE PLÁSTICO % : 14.58

$$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$$

Donde:

LL = Límite Líquido

Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)

N = Número de Golpes



UANCV - FICP  
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supa pañori  
Especialista en Geotecnia y Pavimentos  
CIP. 72712





UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



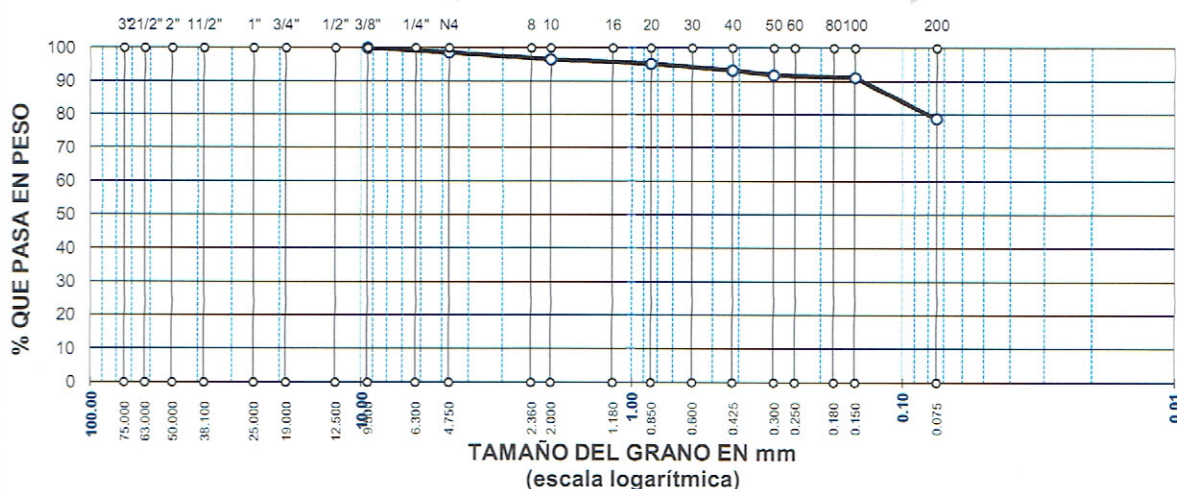
## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO : TESIS "EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA"  
SOLICITANTE : BACHILLER. CALLIZAYA PORTADA JULIO CESAR  
UBICACIÓN : JR. VICTOR ALEMAN I-20 FRENTE AL HOSPITAL NUEVO H.C.M.M  
MUESTRA : DPL N° 1 MUESTRA 1  
PROFUNDIDAD : 0.00 - 0.90 mt  
FECHA : 22 DE DICIEMBRE DEL 2016

| TAMICES<br>ASTM | ABERTURA<br>mm | PESO<br>RETENIDO | %RETENIDO<br>PARCIAL | %RETENIDO<br>ACUMULADO | % QUE<br>PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO:<br>DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|-----------------|----------------|------------------|----------------------|------------------------|---------------|----------|---|
| 3"              | 75.000         |                  |                      |                        |               |          | P.I.= 150.00                                |
| 2 1/2"          | 63.000         |                  |                      |                        |               |          | P.L.= 31.89                                 |
| 2"              | 50.000         |                  |                      |                        |               |          | P.P.= 118.11                                |
| 1 1/2"          | 38.100         |                  |                      |                        |               |          | %W = 24.48                                  |
| 1"              | 25.000         |                  |                      |                        |               |          | LIMITES DE CONSISTENCIA:                    |
| 3/4"            | 19.000         |                  |                      |                        |               |          | L.L.= 38.04                                 |
| 1/2"            | 12.500         |                  |                      |                        |               |          | L.P.= 23.70                                 |
| 3/8"            | 9.500          | 0.00             | 0.00                 | 0.00                   | 100.00        |          | I.P.= 14.33                                 |
| 1/4"            | 6.300          |                  |                      |                        |               |          | CARACT. GRANULOMÉTRICAS:                    |
| No4             | 4.750          | 2.15             | 1.43                 | 1.43                   | 98.57         |          | D10= ---- Cu= ----                          |
| No8             | 2.360          |                  |                      |                        |               |          | D30= ---- Cc= ----                          |
| No10            | 2.000          | 3.10             | 2.07                 | 3.50                   | 96.50         |          | D60= ----                                   |
| No16            | 1.180          |                  |                      |                        |               |          | CLASIFICACIÓN:                              |
| No20            | 0.850          | 1.88             | 1.25                 | 4.75                   | 95.25         |          | I.G. =                                      |
| No30            | 0.600          |                  |                      |                        |               |          | SUCS : CL                                   |
| No40            | 0.425          | 2.96             | 1.97                 | 6.73                   | 93.27         |          | ASSTHO :                                    |
| No50            | 0.300          | 2.04             | 1.36                 | 8.09                   | 91.91         |          | OBSERVACIONES:                              |
| No60            | 0.250          |                  |                      |                        |               |          |   |
| No80            | 0.180          |                  |                      |                        |               |          |   |
| No100           | 0.150          | 1.23             | 0.82                 | 8.91                   | 91.09         |          |   |
| No200           | 0.075          | 18.53            | 12.35                | 21.26                  | 78.74         |          |   |
| BASE            |                | 118.11           | 78.74                | 100.00                 | 0.00          |          |   |
| TOTAL           |                | 150.00           | 100.00               |                        |               |          |   |
| % PERDIDA       |                | 78.74            |                      |                        |               |          |   |

### CURVA GRANULOMÉTRICA



UANCV - FICP  
CAP INGENIERÍA CIVIL  
Laboratorio  
M. S. C. A.  
FELFATURA  
Ing. Wilfredo David Supo pacori  
Especialista en Geotecnia y Pavimentos





UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



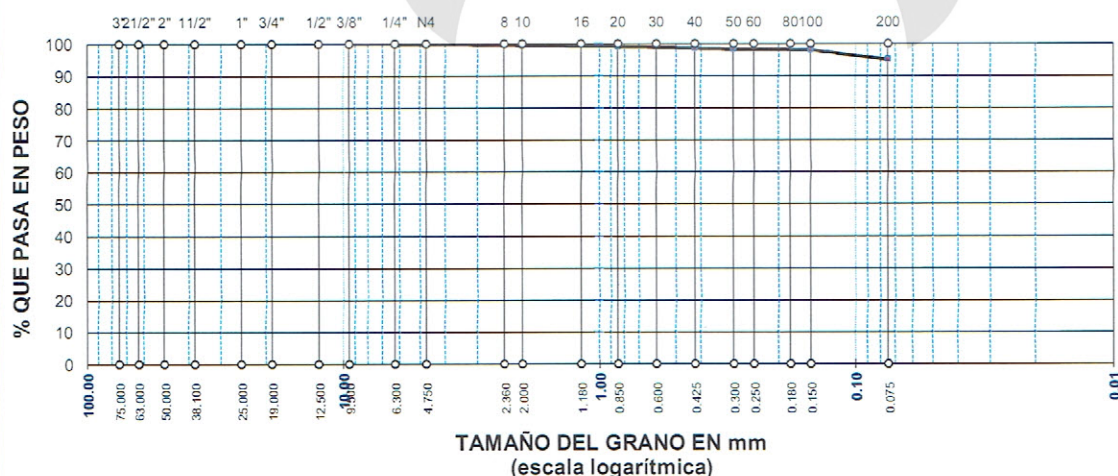
## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO : TESIS "EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA"  
SOLICITANTE : BACHILLER. CALLIZAYA PORTADA JULIO CESAR  
UBICACIÓN : JR. VICTOR ALEMAN I-20 FRENTE AL HOSPITAL NUEVO H.C.M.M  
MUESTRA : DPL N° 1 MUESTRA 2  
PROFUNDIDAD : 0.90 - 2.00 mt  
FECHA : 22 DE DICIEMBRE DEL 2016

| TAMICES<br>ASTM | ABERTURA<br>mm | PESO<br>RETENIDO | %RETENIDO<br>PARCIAL | %RETENIDO<br>ACUMULADO | % QUE<br>PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO:<br>DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|-----------------|----------------|------------------|----------------------|------------------------|---------------|----------|---|
| 3"              | 75.000         |                  |                      |                        |               |          | P.L.= 150.00                                |
| 2 1/2"          | 63.000         |                  |                      |                        |               |          | P.L.= 7.52                                  |
| 2"              | 50.000         |                  |                      |                        |               |          | P.P.= 142.48                                |
| 1 1/2"          | 38.100         |                  |                      |                        |               |          | %W= 36.74                                   |
| 1"              | 25.000         |                  |                      |                        |               |          | LIMITES DE CONSISTENCIA:                    |
| 3/4"            | 19.000         |                  |                      |                        |               |          | L.L.= 39.56                                 |
| 1/2"            | 12.500         |                  |                      |                        |               |          | L.P.= 24.98                                 |
| 3/8"            | 9.500          | 0.00             | 0.00                 | 0.00                   | 100.00        |          | I.P.= 14.58                                 |
| 1/4"            | 6.300          |                  |                      |                        |               |          | CARACT. GRANULOMÉTRICAS:                    |
| No4             | 4.750          | 0.10             | 0.07                 | 0.07                   | 99.93         |          | D10= --- Cu= ---                            |
| No8             | 2.360          |                  |                      |                        |               |          | D30= --- Cc= ---                            |
| No10            | 2.000          | 0.60             | 0.40                 | 0.47                   | 99.53         |          | D60= ---                                    |
| No16            | 1.180          |                  |                      |                        |               |          | CLASIFICACIÓN:                              |
| No20            | 0.850          | 0.57             | 0.38                 | 0.85                   | 99.15         |          | I.G. =                                      |
| No30            | 0.600          |                  |                      |                        |               |          | SUCS : CL                                   |
| No40            | 0.425          | 0.80             | 0.53                 | 1.38                   | 98.62         |          | ASSTHO :                                    |
| No50            | 0.300          | 0.47             | 0.31                 | 1.69                   | 98.31         |          | OBSERVACIONES:                              |
| No60            | 0.250          |                  |                      |                        |               |          |   |
| No80            | 0.180          |                  |                      |                        |               |          |   |
| No100           | 0.150          | 0.28             | 0.19                 | 1.88                   | 98.12         |          |   |
| No200           | 0.075          | 4.70             | 3.13                 | 5.01                   | 94.99         |          |   |
| BASE            |                | 142.48           | 94.99                | 100.00                 | 0.00          |          |   |
| TOTAL           |                | 150.00           | 100.00               |                        |               |          |   |
| % PERDIDA       |                | 94.99            |                      |                        |               |          |   |

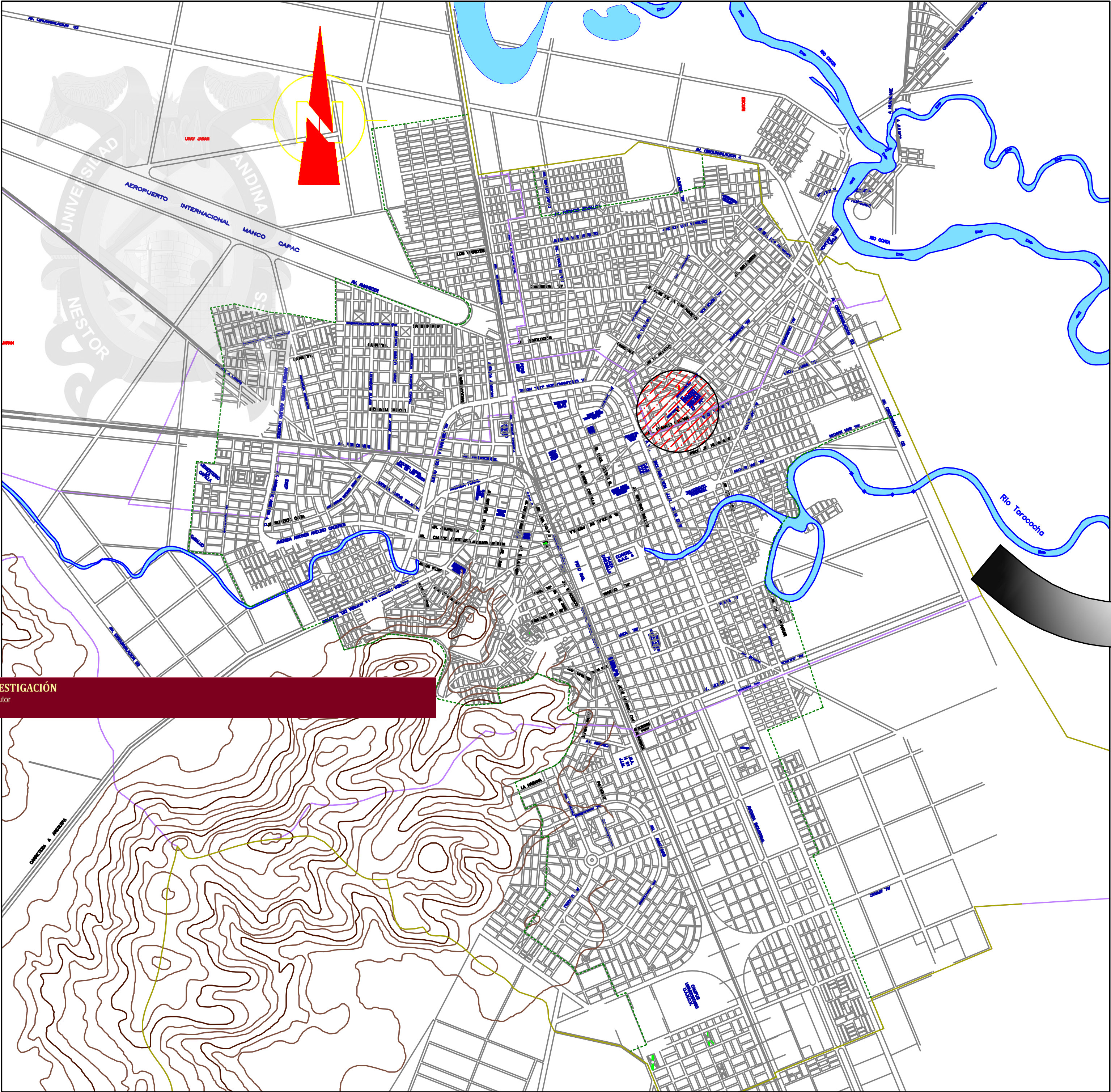
### CURVA GRANULOMÉTRICA



UANCV - FICP  
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supa pàcori  
Especialista en Geotecnia y Pavimentos  
CIP. 72712

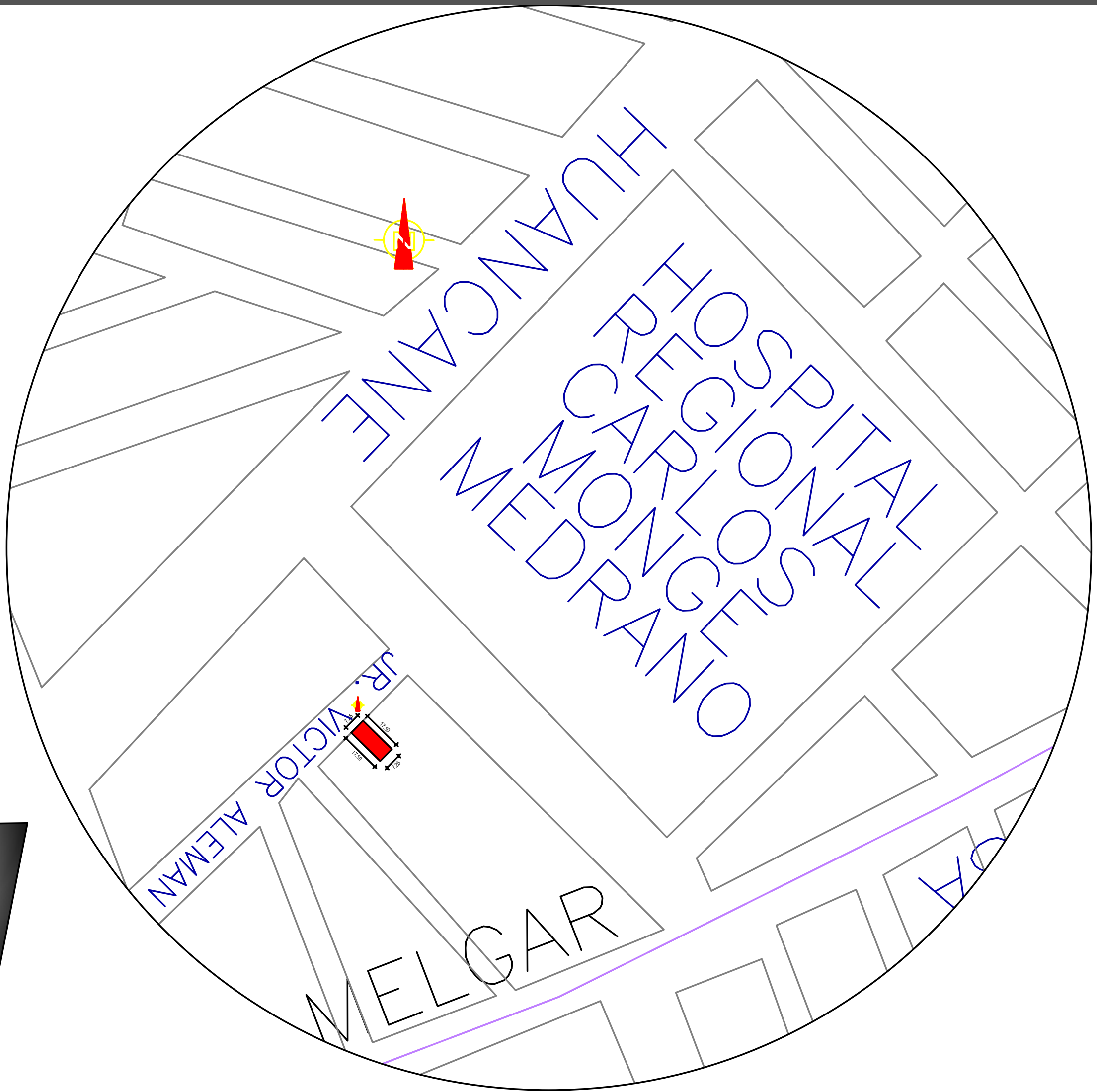




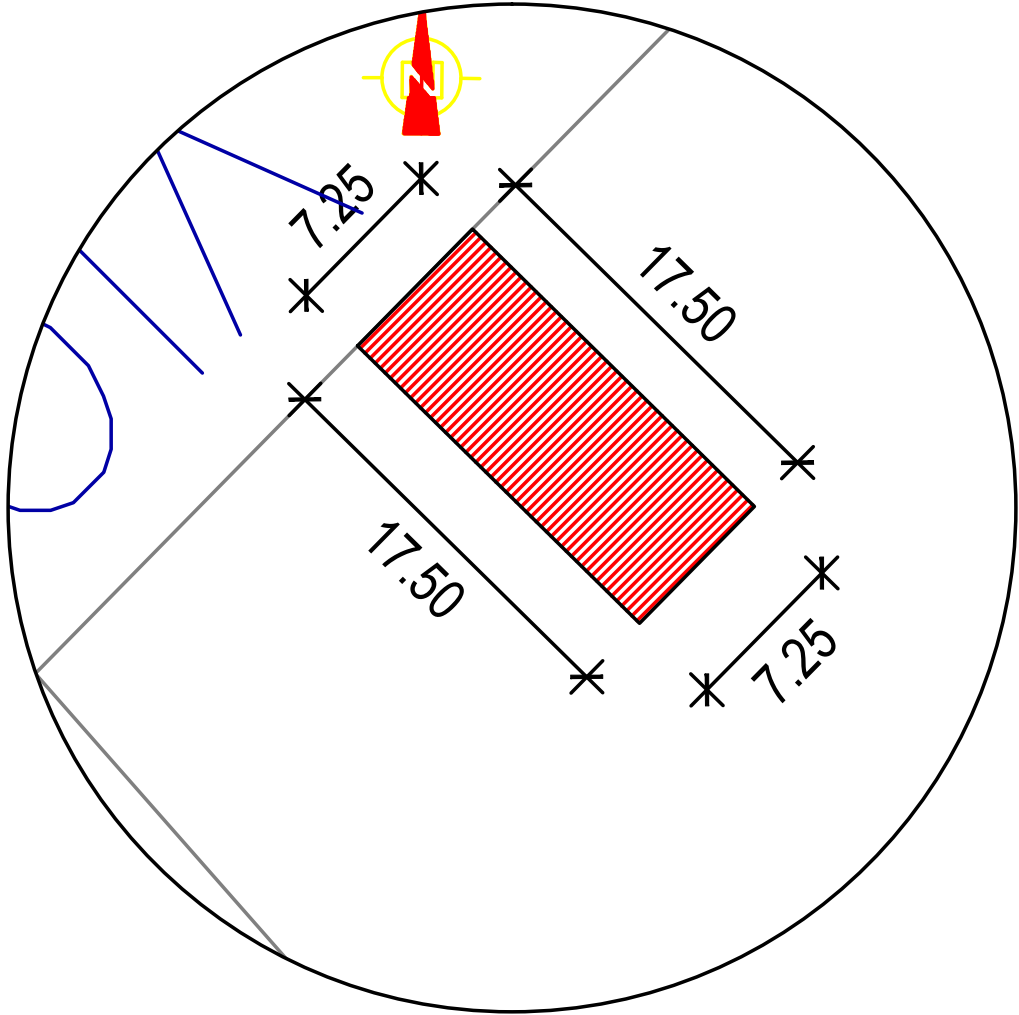
PLANO CIUDAD DE JULIACA

| DATOS DEL TERRENO |           |
|-------------------|-----------|
| AREA:             | 126.8 m2  |
| MANZANA :         | " I "     |
| LOTE :            | 20        |
| DISTRITO :        | JULIACA   |
| PROVINCIA :       | SAN ROMAN |
| DEPARTAMENTO :    | PUNO      |

| CUADRO DE AREAS            |           |
|----------------------------|-----------|
| AREA DEL TERRENO:          | 126.8 m2  |
| AREA TECHADA PRIMER PISO:  | 118.79 m2 |
| AREA TECHADA SEGUNDO PISO: | 125.65 m2 |
| AREA TECHADA TERCER PISO:  | 125.65 m2 |
| AREA TECHADA CUARTO PISO:  | 125.65 m2 |
| AREA TECHADA TOTAL:        | 495.74 m2 |
| AREA LIBRE :               | 1.15 m2   |

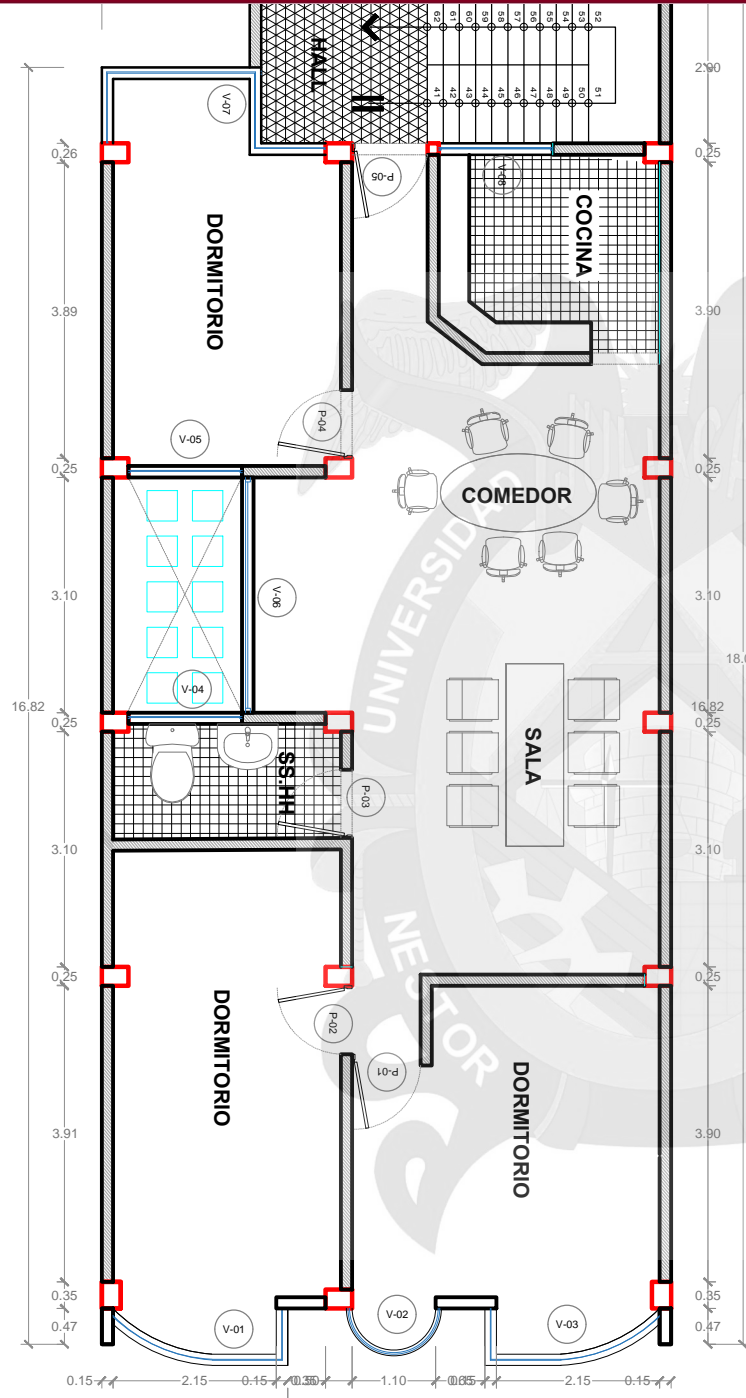


UBICACIÓN DE VIVIENDA A SER ANALIZADA



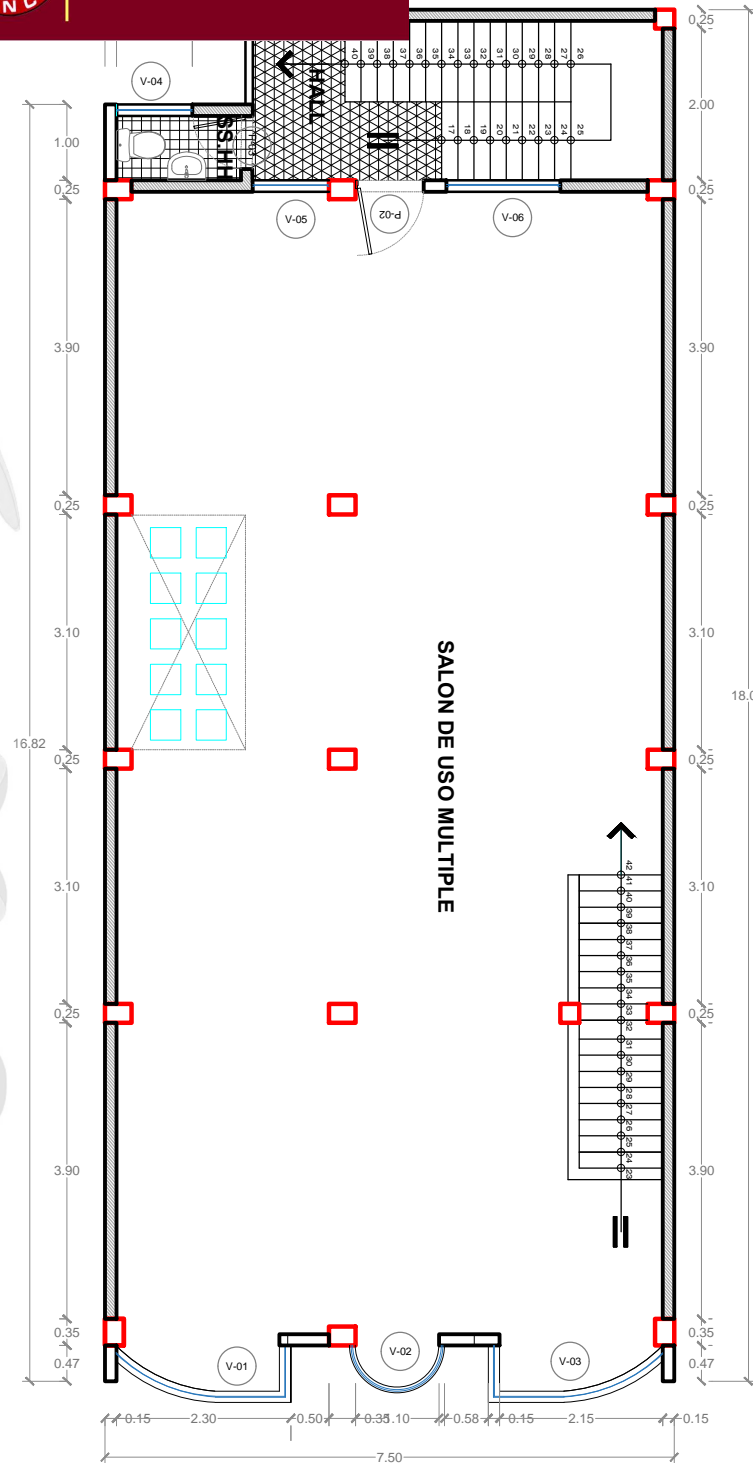
|  |  |                                |  |
|--|--|--------------------------------|--|
| UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ<br>FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS<br>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL |  |                                |  |
| PROYECTO DE TESIS:<br>EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA<br>2016                                  |  |                                |  |
| PLANO:<br><b>UBICACION - LOCALIZACIÓN</b>  |  | N° DE LAMINA:<br><b>PUU-01</b> |  |
| ESPECIALIDAD:<br><b>UBICACIÓN</b>  |  | DIBUJO:<br>J.C.C.P             |  |
| TESISTA:<br>Bach. Julio Cesar Callizaya<br>Portada   |  | FECHA:<br>MAYO. 2017           |  |
| ESCALA:<br>INDICADA  |  | PLANO:<br>1 de 1               |  |





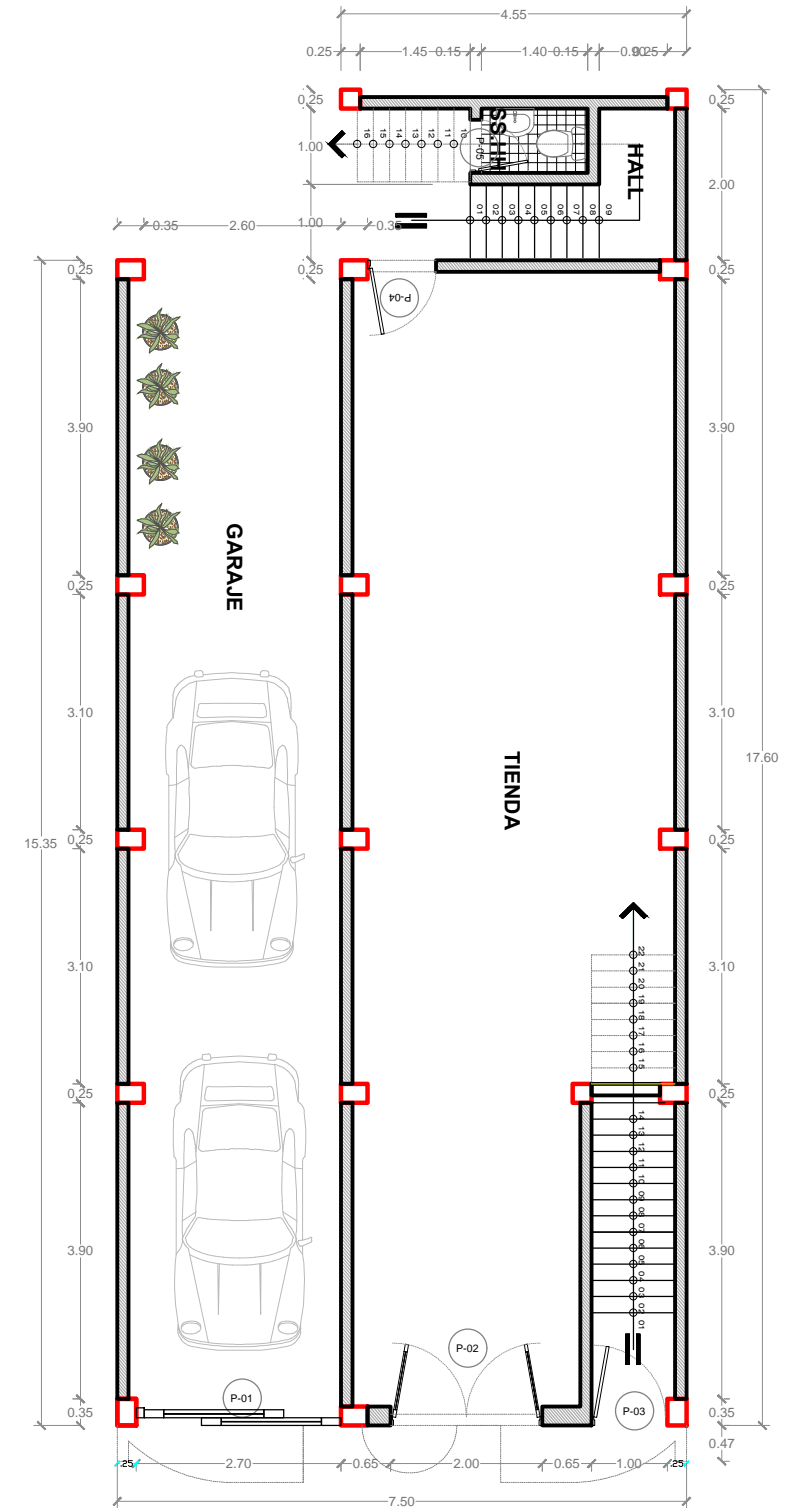
TERCER Y CUARTO NIVEL

ESC: 1:100



SEGUNDO NIVEL

ESC: 1:100



PRIMER NIVEL

ESC: 1:100

UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:  
EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA  
2016

PLANO:  
**POST CONSTRUCTIVOS DE DISTRIBUCIÓN**

N° DE LAMINA:  
**PDA-01**

ESPECIALIDAD:  
**ARQUITECTURA**

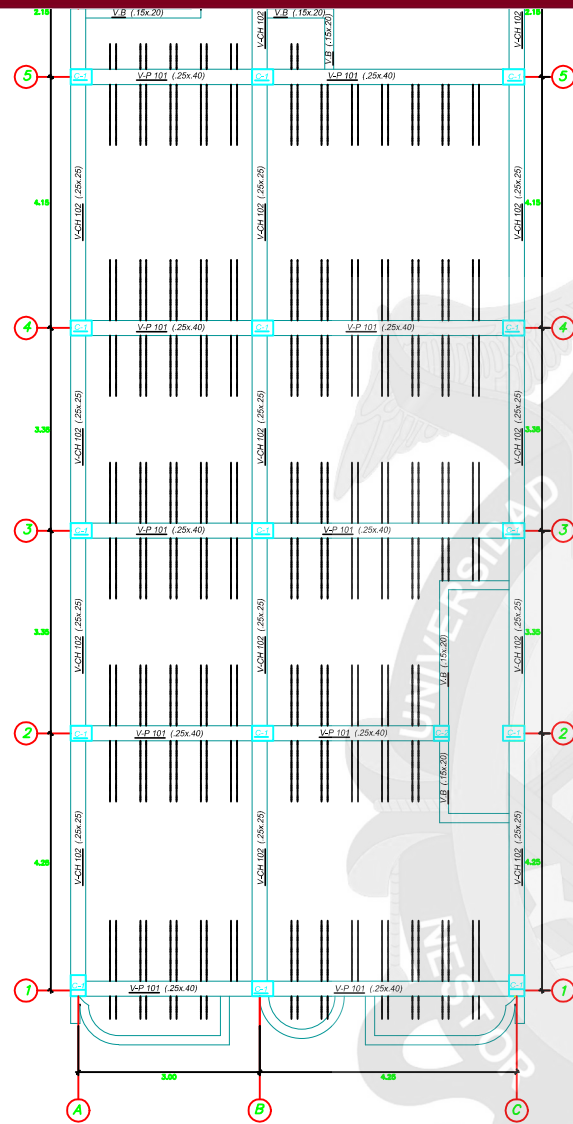
DIBUJO:  
J.C.C.P

TESISTA:  
Bach. Julio Cesar Callizaya  
Portada

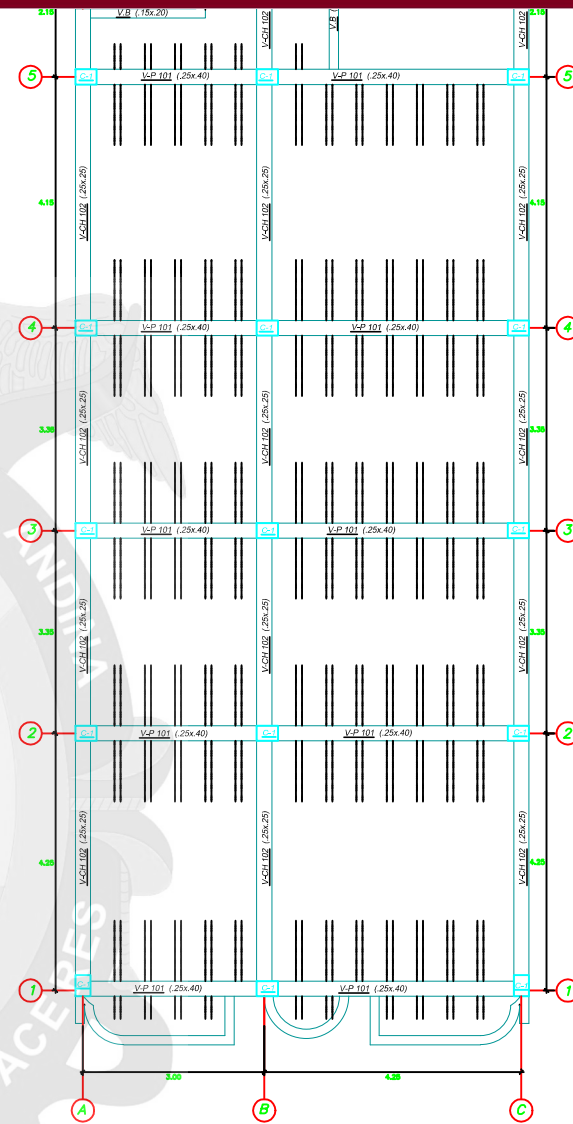
FECHA:  
MAYO. 2017

ESCALA:  
INDICADA

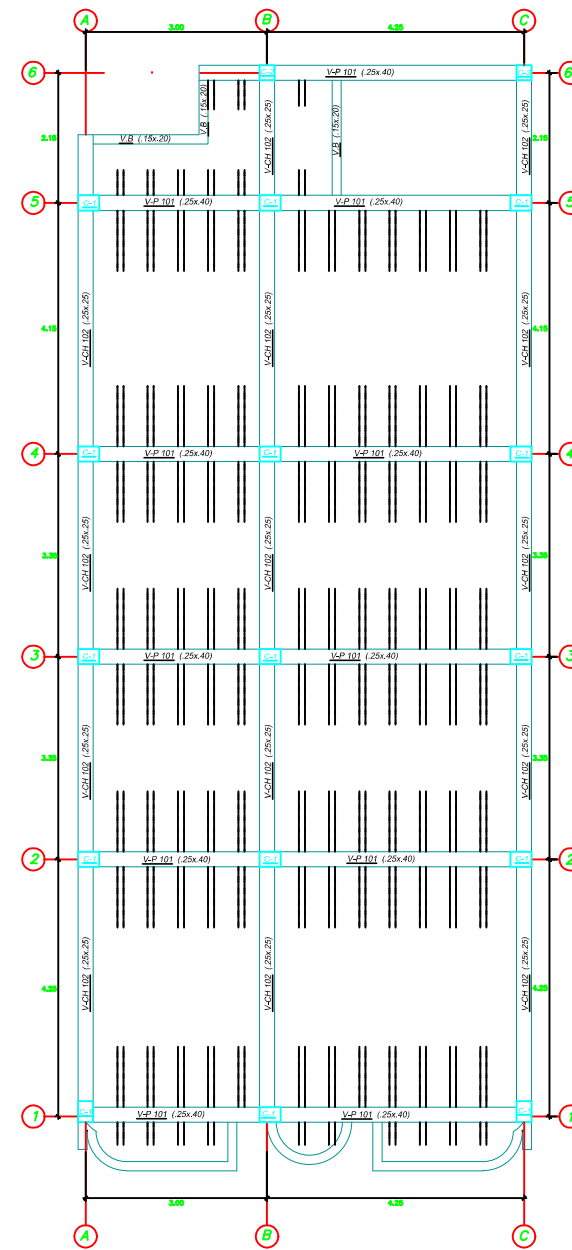
PLANO:  
1 de 1



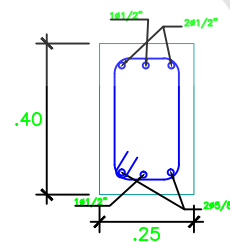
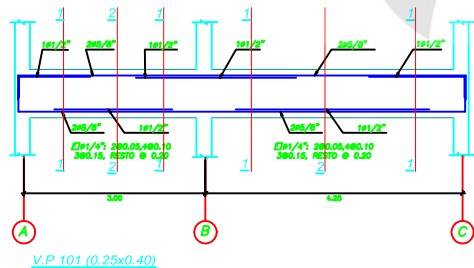
PLANTA: LOSA ALIGERADO 1° NIVEL  
Esc.=1/125



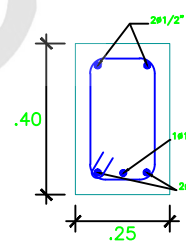
PLANTA: LOSA ALIGERADA 2° Y 3°  
Esc.=1/125



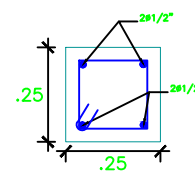
PLANTA: LOSA ALIGERADA 4° NIVEL  
Esc.=1/125



SECCIÓN 1-1  
Esc.=1/50

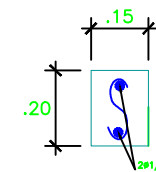


SECCIÓN 2-2  
Esc.=1/50



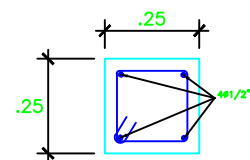
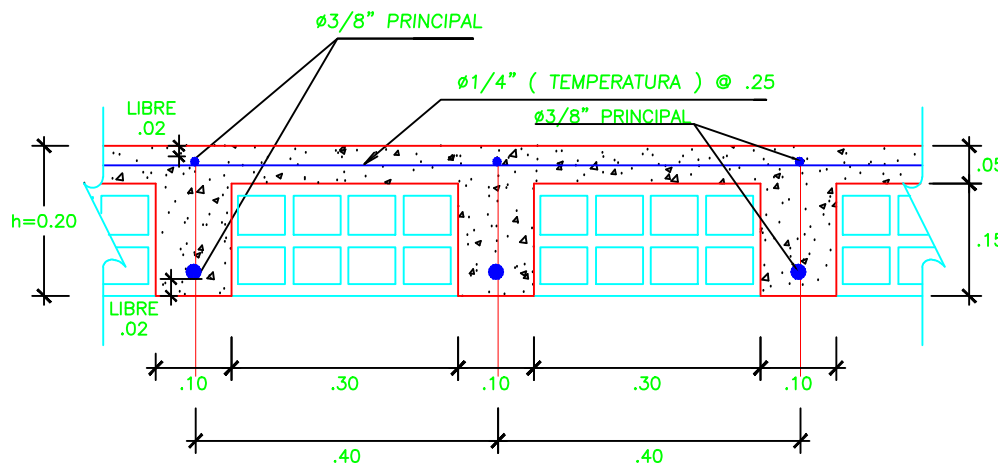
§ 1/4": 2@.05, 4@.10, Rto.@.20 C/Ext.

V.C.H.102 (0.25x0.25)  
Esc.=1/50



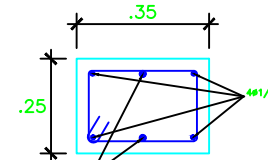
§ 1/4": 1@.05, 4@.10, Rto.@.20 C/Ext.

V.B. (15x20)  
Esc.=1/50



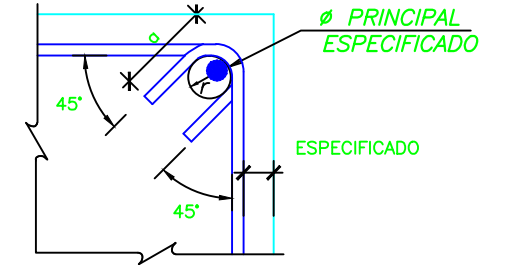
Ø 1/4": 2@.05, 4@.10, Rto.@.20 C/Ext.

COLUMNA C-2  
Esc.=1/50



Ø 1/4": 2@.05, 4@.10, Rto.@.20 C/Ext.

COLUMNA C-1  
Esc.=1/50



| Ø    | r    | a     |
|------|------|-------|
| 1/4" | 2 cm | 10 cm |
| 3/8" | 3 cm | 15 cm |

## DOBLADO DE ESTRIBOS

### ESPECIFICACIONES GENERALES

#### ACERO CORRUGADO:

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  (COLUMNAS, PLACAS, ALIGERADO  
VIGAS, ESCALERAS, LOSAS)

#### CONCRETO:

$f'_c = 216 \text{ Kg/cm}^2$  (COLUMNAS)

$f'_c = 225 \text{ Kg/cm}^2$  (LOSAS)

$f'_c = 230 \text{ Kg/cm}^2$  (VIGAS)

SOBRECARGAS: SEGUN NTE-020 CARGAS

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO (Kg/cm<sup>2</sup>) : 0.625

UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:  
EVALUACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN POR DESEMPEÑO EN LA CIUDAD DE JULIACA  
2016

PLANO:  
POST CONSTRUCTIVOS DE ESTRUCTURAS

N° DE LAMINA:  
PEE-01

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

DIBUJO:  
J.C.C.P

TESISTA:  
Bach. Julio Cesar Callizaya  
Portada

FECHA:  
MAYO, 2017  
ESCALA:  
INDICADA  
PLANO:  
1 de 1